



M 2017

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE ATIRANTADA

SUB-VIADUTO CENTRAL DO CORGO

RUI FILIPE CORREIA REIS LIMA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ÁREA CIENTÍFICA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE ATIRANTADA

Sub-Viaduto Central do Corgo

RUI FILIPE CORREIA REIS LIMA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmã

AGRADECIMENTOS

Quero deixar aqui o meu agradecimento a todas as pessoas que tornaram este trabalho possível quer pelos conhecimentos transmitidos quer pelo apoio emocional prestado.

Ao Professor Doutor Mário Pimental, orientador científico desta dissertação, pela disponibilidade e paciência demonstrada sempre que dúvidas surgiam. Pelos seus conhecimentos e capacidade de transmitir a informação sempre de forma esclarecedora assim como as sugestões e conselhos prestados no decorrer do trabalho.

Ao Emanuel Tomé pela preocupação e disponibilidade exibida que se tornou crucial nos momentos mais críticos. Não só pela disponibilização de dados fundamentais à execução da dissertação como pela ajuda pessoal para solucionar problemas que foram aparecendo.

A todos os colegas que conheci neste percurso e aos amigos de sempre pelo apoio e companhia tanto nos momentos mais desesperantes como nos momentos de maior alegria.

Por último, à minha família por estar sempre ao meu lado e me ter ajudado a crescer e a tornar o homem que sou hoje.

RESUMO

Esta dissertação incide no estudo do Sub-viaduto central do Corgo, com 771m, localizado em Vila Real e que tem como principal característica a zona central com sistema estrutural de ponte atirantada de suspensão central com um vão central de 300m. É uma ponte de betão armado construída com recurso a avanços sucessivos e aduelas betonadas "in situ".

Após uma fase inicial onde se enunciam as principais características transversais às pontes atirantadas com o objetivo de compreender o funcionamento global deste sistema estrutural procede-se ao estudo da modelação do processo construtivo de pontes. É avaliada a variação das propriedades dos materiais ao longo do tempo assim como o impacto que existe no comportamento da estrutura em fase de exploração devido a fenómenos viscoelásticos. Realiza-se um exemplo didático com o intuito de ganhar sensibilidade a estas temáticas e ao mesmo tempo validar resultados obtidos com o programa de cálculo utilizado no caso em estudo. Referem-se ainda estratégias de modelação numérica aplicáveis no caso em estudo tais como elemento de viga integrado numericamente, elemento de armadura embebida e análise faseada.

O aspeto crucial deste trabalho é a modelação do faseamento construtivo do sub-viaduto central de forma a validar e compreender os resultados que têm vindo a ser retirados da monitorização implementada na ponte. Para isso, utiliza-se o programa de cálculo DIANA versão 9.5 que permite executar uma análise viscoelástica e assim incluir leis de retração, fluência e relaxação (não considerada) para aferir qual o impacto destes fenómenos na redistribuição de esforços. Dá-se particular relevância aos deslocamentos e rotações observados no tabuleiro assim com a rotações em pontos específicos dos mastros e ainda à evolução das forças instaladas nos tirantes.

Para concluir a dissertação realçam-se os aspetos que foram considerados mais relevantes no estudo da ponte assim como se propõem alguns assuntos que possam vir a ser interessantes abordar noutras ocasiões para complementar o estudo realizado neste trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes de Tirantes, Betão Estrutural, Monitorização do Comportamento Estrutural, Comportamento Viscoelástico dos Materiais.

ABSTRACT

This dissertation focuses on the analysis of the central sub-viaduct of Corgo River Viaduct with 771m, located in Vila Real, which has as the main characteristic the cable-stayed structural system with one plane of suspension and a main span of 300m in the central section of the sub-viaduct. It is a prestressed concrete bridge built using the balanced-cantilever method and cast in situ segments.

After referring the general concepts of cable-stayed bridges in which the main objective is to have a better understanding of the structural behavior of this kind of structural system it is studied the modeling of the constructive process. The time effects on material properties as well as the impact viscoelasticity has on service phase is evaluated. Furthermore, there are few educational examples to gain sensitivity to these matters and to validate the results presented by the software that was used in the case of study. Numerical modeling strategies that are applicable in this case such as beam element numerically integrated, embedded reinforcement and phased analysis are also presented.

The main point of this dissertation is to model the constructive process of the central sub-viaduct so it is possible to understand and validate the monitoring data. To do that, it is used the software DIANA version 9.5 that allows a viscoelastic analysis including laws of creep, shrinkage and relaxation to access the impact of those phenomena in evolutionary structures. Displacements and rotations in the deck, rotations in specific points of the towers and the evolution of forces in the stays are the main focus of the analysis.

To conclude the dissertation the aspects that were considered most relevant in the study of the bridge are emphasized and some interesting subjects that might be relevant in the future to continue the analysis of the bridge are proposed.

KEYWORDS: Cable-Stayed Bridge, Structural Concrete, Structural Health Monitoring, Viscoelasticity of Materials.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
 1 Introdução	 1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO	2
 2 Pontes Atirantadas	 3
2.1. CAMPO DE APLICAÇÃO	3
2.2. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL	4
2.2.1. CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL	6
2.2.2. CONFIGURAÇÃO TRANSVERSAL	13
2.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO – AVANÇOS SUCESSIVOS	18
2.3.1. BETONAGEM "IN SITU"	18
2.3.2. PRÉ-FABRICADO	22
2.3.3. PRÉ-ESFORÇO	24
 3 Modelação do Processo Construtivo de Pontes	 27
3.1. EFEITOS DIFERIDOS DOS MATERIAIS	27
3.1.1. BETÃO	27
3.1.1.1. Maturação	27
3.1.1.2. Fluência	28
3.1.1.3. Retração	31
3.1.2. Aço	33
3.1.2.1. Relaxação	33
3.2. REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM ESTRUTURAS EVOLUTIVAS	34
3.3. ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA	39
3.3.1. ELEMENTOS DE VIGA INTEGRADOS NUMERICAMENTE	39
3.3.2. ELEMENTOS DE ARMADURA EMBEBIDA	44
3.3.3. ANÁLISE FASEADA	46

3.4. EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO	47
3.4.1. VALIDAÇÃO DOS MODELOS CEB-FIB 1990 FORNECIDOS NO DIANA	48
3.4.1.1. Tração.....	48
3.4.1.2. Retração	51
3.4.2. ESTUDO DA REDISTRIBUIÇÃO	53
3.4.2.1. Influência da data de fecho.....	54
3.4.2.2. Aplicação de pré-esforço.....	58
 4 Aplicação ao Viaduto do Corgo	 63
4.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	63
4.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	68
4.3. MODELO NUMÉRICO.....	74
 5 Análise e Discussão de Resultados	 83
5.1. ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	83
5.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM MONITORIZAÇÃO	86
5.2.1. FLECHAS	88
5.2.2. ROTAÇÕES	91
5.2.3. TIRANTES	93
5.3. INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO BETÃO EM FASE DE EXPLORAÇÃO	96
 6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	 105
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106
 Referências Bibliográficas	 107
 ANEXOS	 109

LISTA DE FIGURAS

Fig1. Relação custo/m ² com o comprimento do vão principal (Svensson 2012)	3
Fig2. Sistema estático a); Sobrecarga no vão central b); Sobrecarga no vão lateral c) (Svensson 2012)	5
Fig3. Ponte Russky na Rússia (a) e Ponte Shikari no Japão (b)	6
Fig4. Esbelteza do tabuleiro em função do número de tirantes (Leonhardt 1987).....	6
Fig5. Influência do comprimento e da tensão instalada no módulo de elasticidade efetivo (Svensson 2012)	7
Fig6. Sistema em leque a); sistema em harpa b); sistema em semi-leque c); sistema em estrela d) (Svensson 2012)	8
Fig7. Relação entre o rácio altura do mastro/vão principal com a quantidade de e aço necessário para os tirantes (Mathivat 1979)	10
Fig8. Variação das deformadas nos três tipos de configuração (harpa 1); semi-leque 2); leque 3)) para diferente ligação entre tabuleiro e mastro(L1-monolítico; L2-livre) (Walther 1999).....	11
Fig9. Variação dos momentos ao longo do mastro (harpa 1; leque 3)) para diferente ligação entre tabuleiro e mastro(L1-monolítico; L2-livre) (Walther 1999)	12
Fig10. Influência da inclinação longitudinal do mastro nas forças dos tirantes e consumo de aço (Menn 1990)	12
Fig11. Sistema de um plano de suspensão a); dois planos de suspensão b); três planos de suspensão c) (Walther 1999)	13
Fig12. Secção transversal em caixão para suspensão central (Manterola 2003).....	14
Fig13. Configuração de mastros para um plano de suspensão: mastro central a) e b); mastro em A c); mastro em Y invertido d); mastro em diamante e) (Walther 1999) (Farquhar 2008).....	15
Fig14. Forma de mastros para dois planos de suspensão: forma H a); H com viga transversal b); forma em A c) e diamante d)	16
Fig15. Seção com vigas laterais e carlinga (Benaïm 2008)	16
Fig16. Seção com vigas em forma triangular e carlinga (Menn 1990)	16
Fig17. Seção com pequenas vigas ao longo do tabuleiro, adequado para grandes larguras (Benaïm 2008)	17
Fig18. Exemplos de seção extremamente esbeltas	17
Fig19. Exemplo de betonagem de seção em caixão: primeira fase a); segunda fase b); terceira fase c)	19
Fig20. Localização de juntas de betonagem numa seção em caixão	19
Fig21. Métodos de betonagem contínua de seção em caixão: a) laje inferior estreita; b) laje inferior larga (Benaïm 2008).....	20
Fig22. Fases tipo de cada aduela.....	22

Fig23. Avanços sucessivos com recurso a grua	23
Fig24. Avanços sucessivos com recurso a içamento	23
Fig25. Fases de construção com viga de lançamento (Mathivat 1979)	24
Fig26. Traçado tipo de pré-esforço para fase construtiva	25
Fig27. Traçado tipo de pré-esforço final	25
Fig28. Variação da tensão ao longo do tempo para betão comprimido em idades diferentes a); Variação da extensão ao longo do tempo para betão comprimido em idades diferentes b) (Appleton 2013)	29
Fig29. Evolução das extensões ao longo do tempo: devido a carregamento inicial a); alteração devido a descarga b)	35
Fig30. Variação dos momentos num tramo bi-encastado: antes do fecho a); caso de cimbria perfeito b); a longo prazo considerando faseamento construtivo e efeito da fluência c) (Benaim 2008)	36
Fig31. Evolução dos momentos devido a assentamentos instantâneos e graduais (Schlaich e Scheef 1982)	37
Fig32. Variação do diagrama de momentos devido a deformação imposta para reduzir momentos no apoio intermédio (Rusch, Jungwirth e K. Hilsdorf 1983)	37
Fig33. Localização pontos de integração de Gauss	41
Fig34. Localização pontos de integração Simpson	41
Fig35. Graus de liberdade no elemento viga 2D a) e 3D b)	42
Fig36. Elemento de viga de dois nós (A. F. Azevedo 2003)	43
Fig37. Deformada da barra e deslocamentos da seção transversal	43
Fig38. Condições para elemento de armadura ser considerado embebido	45
Fig39. Divisão de elementos de armadura em seções e pontos de integração	45
Fig40. Esquema das perdas de pré-esforço instantâneas	46
Fig41. Seção transversal dos exemplos estudados	48
Fig42. Esquema estrutural de consola tracionada	48
Fig43. Esquema estrutural da sequência construtiva do exemplo de estudo: consola com encastamento em A a); impedimento das rotações em B b)	54
Fig44. Esquema estrutural do exemplo com aplicação de pré-esforço	58
Fig45. Variação do diagrama de momento desde aplicação das RCP (linha contínua) até 50 anos (linha tracejada)	62
Fig46. Sub-Viaduto Central do Corgo (trabalho de campo)	63
Fig 47. Seção transversal da zona suspensa (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010)	65
Fig48. Cabos curvos nos vãos de aproximação e cabos retos superiores e inferiores (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010)	66
Fig49. Cabos inferiores dos vãos de aproximação - adaptado de (Martins 2011)	66

Fig50. Cabos Superiores dos vãos de aproximação – adaptado de (Martins 2011).....	66
Fig51. Cabos de continuidade da zona contínua para zona atirantada (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010)	67
Fig52. Cabos superiores na zona dos mastros (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010) ..	67
Fig53. Cabos de pré-esforço, superior e inferior, no fecho central, simétricos em relação ao eixo do vão central	67
Fig54. Barras de pré-esforço acopladas a cada par de aduelas de forma desfasada (Martins 2011)..	68
Fig55. 15 Maio 2012 - data de betonagem da aduela 13 e cimbra no vão 21 (Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.)	69
Fig56. 1 Setembro 2012 consolas terminadas e fecho lateral por fazer (Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.).....	70
Fig57. 1 de Setembro 2012 - cimbra no tramo 15 e aduela 18 a ser construída (Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.)	71
Fig58. Avanço do tensionamento dos tirantes do lado poente em conjunto com progressão das consolas do tabuleiro (Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.).....	72
Fig59. Ligações rígidas dos tirantes: ao mastro a); ao tabuleiro b).....	75
Fig60. Ligação monolítica dos mastros ao tabuleiro	76
Fig61. Junta do P15 com dois conjuntos de aparelhos de apoio, um para cada vão (trabalho de campo)	77
Fig62. Ligação rígida dos pilares 15 e 22 ao tabuleiro	77
Fig63. Localização das seções instrumentadas no Sub-Viaduto Central (LABEST/FEUP and NewMENSUS Lda 2014).....	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Valores de kh para diferentes espessuras equivalentes h_0	32
Tabela 2. Valores do coeficiente de tempo e módulo de elasticidade para 3 e 15 dias.....	49
Tabela 3. Deslocamentos calculados manualmente para nascimento aos 3 e 15 dias	49
Tabela 4. Deslocamentos no DIANA para nascimento aos 3 e 15 dias	49
Tabela 5. Estimativa a longo prazo da redistribuição de esforços segundo (3.33)	57
Tabela 6. Fases consideradas do faseamento construtivo	73
Tabela 7. Designação dos cabos de pré-esforço	80
Tabela 8. Propriedades do betão	83
Tabela 9. Propriedade dos aços.....	84
Tabela 10. Correções nas forças retiradas da monitorização dos tirantes	93

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Comparação de deslocamentos calculados manualmente e DIANA para tração aos 3 dias	50
Gráfico 2. Comparação de resultados calculados manualmente e DIANA para tração aos 15 dias	50
Gráfico 3. Comparação da evolução dos deslocamentos para carregamento aos 3 e 15 dias.....	51
Gráfico 4. Comparação dos deslocamentos por retração obtidos no DIANA com os calculados manualmente	53
Gráfico 5. Deslocamentos em B ao longo do tempo	55
Gráfico 6. Comparação do momento em A e rotação em B	56
Gráfico 7. Variação dos momentos ao longo do tempo em A.....	57
Gráfico 8. Comparação dos deslocamentos com e sem pré-esforço.....	59
Gráfico 9. Variação dos momentos em A em função do momento a longo prazo	59
Gráfico 10. Momentos ao longo do tempo em A para caso sem pré-esforço e dimensionado para descompressão.....	60
Gráfico 11. Deslocamento antes do fecho devido ao pré-esforço dimensionado para descompressão em serviço	61
Gráfico 12. Relação dos momentos em A ao longo do tempo com o obtido após aplicação das RCP	61
Gráfico 13. Desenvolvimento das flechas num nó intermédio da aduela 15 central do pilar 18.....	84
Gráfico 14. Desenvolvimento da flecha de um ponto intermédio na aduela 1 do pilar 19.....	85
Gráfico 15. Variação das forças no 3º par de tirantes do pilar 18	85
Gráfico 16. Efeito dos retensionamentos na força dos tirantes.....	86
Gráfico 17. Flechas aproximadamente a 1/4 do vão central em relação a cada mastro.....	88
Gráfico 18. Flecha a meio vão central	89
Gráfico 19. Flecha vão lateral entre pilares 17 e 18 (A11P18)	89
Gráfico 20. Flecha junto ao pilar 19 no vão lateral (A1P19).....	90
Gráfico 21. Rotação de pontos localizados na aduela 4 lateral de ambos os mastros	91
Gráfico 22. Rotação de pontos localizados na aduela 8 central de ambos os mastros	91
Gráfico 23. Rotação de pontos localizados imediatamente após o fim da bifurcação em ambos os mastros.....	92
Gráfico 24. Rotação de pontos localizados no topo dos mastros	93
Gráfico 25. Forças no 2º tirante central de ambos os mastros	94
Gráfico 26. Forças no 6º tirante lateral de ambos os mastros	94
Gráfico 27. Forças no 6º tirante central de ambos os mastros	95
Gráfico 28. Forças no 13º tirante central de ambos os mastros	95
Gráfico 29. Forças no 20º tirante central de ambos os mastros	96

Gráfico 30. Comparação das rotações num ponto do vão lateral do pilar 18.....	97
Gráfico 31. Comparação das rotações no topo do mastro 18	97
Gráfico 32. Comparação das flechas a 1/4 do vão central correspondente ao pilar 18.....	98
Gráfico 33. Comparação das flechas no vão lateral correspondente ao pilar 18	98
Gráfico 34. Comparação das flechas a meio vão central	99
Gráfico 35. Comparação dos deslocamentos no nó extremo de viga em consola tracionada só com fluência.....	100
Gráfico 36. Comparação dos deslocamentos devido à retração, sem fluência	101
Gráfico 37. Comparação das flechas a meio vão central	101
Gráfico 38. Comparação da variação na força do segundo tirante central do P18.....	102
Gráfico 39. Comparação da variação na força do sexto tirante lateral do P18.....	102
Gráfico 40. Comparação da variação na força do sexto tirante central do P18.....	103
Gráfico 41. Comparação da variação na força do décimo terceiro tirante central do P18	103
Gráfico 42. Comparação da variação na força do vigésimo tirante central do P18	104

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Abreviaturas

MEF - Método dos elementos finitos;

RCP - Restantes cargas permanentes

Letras minúsculas Latinas

a - Deslocamento generalizado nodal;

h_0 - Espessura equivalente;

f_{ck} - Tensão característico da tensão de rotura do betão à compressão em MPa;

f_{cm} - Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias em MPa;

$f_{cm}(t)$ -Tensão média de rotura do betão à compressão à idade t dias;

f_{ctm} - Tensão média de rotura do betão à tração aos 28 dias em MPa;

$f_{ctm}(t)$ - Tensão média de rotura do betão à tração à idade t dias;

f_{pk} - Tensão característica de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;

$f_{p0,1k}$ - Tensão limite característica convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço;

k - Desvio angular parasita para armaduras interiores

k_σ - Razão tensão-resistência;

k_h - Coeficiente dependente da espessura equivalente h_0 ;

l_k - Comprimento em projeção horizontal;

$t_{0,T}$ - Idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura;

t_0 - Idade do betão, em dias, à data do carregamento;

t_T - Idade do betão, em dias, corrigida em função da temperatura, que substitui t nas expressões correspondentes;

t_s - Idade do betão em dias no início da retração por secagem (normalmente corresponde ao fim do tempo de cura);

s - Coeficiente que depende do tipo de cimento;

t - Idade do betão na idade considerada em dias;

u - Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente em milímetros;

u - Campo de deslocamentos

Letras maiúsculas Latinas

A_c - Área da secção transversal do elemento em mm²;

A^* - Área efetiva de corte relativa à secção transversal;

B - Matriz de deformação;

B_b - Matriz de deformação relativa ao termo de flexão (bending);

B_s - Matriz de deformação relativa ao termo de corte (shear);

D - Matriz de elasticidade

E_{cm} - Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias;

$E_{cm}(t)$ - Módulo de elasticidade do betão à idade t ;

E_{ef} - Módulo de elasticidade efetivo;

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

F - Forças nodais equivalentes à ação exterior;

G - Módulo de distorção;

K - Matriz de rigidez no referencial global;

N - Função de forma;

RH - Humidade relativa em %;

RH_0 - Humidade relativa de referência (100%);

S_c - Forças internas com construção de cimbra perfeito;

S_0 - Forças internas no final do processo construtivo;

S_∞ - Forças internas a longo prazo;

$T(\Delta t_i)$ - Temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Letras minúsculas gregas

α - Coeficiente variável com a idade do betão;

α - Expoente função do tipo de cimento utilizado no betão;

α_1 e α_2 - Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão;

α_3 - Coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão, sendo definido por:

α_{ds1} e α_{ds2} - Coeficientes dependentes do tipo de cimento;

$\beta_{as}(t)$ - Função que representa a evolução da retração autogénea no tempo;

β_H - Coeficiente que tem em conta a influência da humidade relativa do ar e da espessura equivalente da peça;

$\beta_c(t, t_0)$ - Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento;

$\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente que depende da idade t do betão;

$\beta_{ds}(t)$ - Função que representa a evolução da retração secagem no tempo;

$\beta(f_{cm})$ - Fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional;

ε_{ca} - Extensão de retração autogénea;

$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ - Extensão do betão por fluência a tempo infinito;

$\varepsilon_{cd,0}$ - Extensão de retração por secagem de referência;

$\varepsilon_{cd,\infty}$ - Extensão de retração por secagem a tempo infinito;

ε_{cd} - Extensão de retração por secagem;

ε_{ci} - Extensão por deformação elástica;

ε_{cs} - Extensão total de retração;

$\varepsilon_{cr}(t)$ - Extensão térmica;

μ - Coeficiente de atrito;

μ - Relação entre a tensão inicial de pré-esforço e o valor da resistência à tração do aço (σ_{pi}/f_{pk})

ρ_{1000} - Valor da perda por relaxação (em %), 1000 horas após a aplicação do pré-esforço com tensão inicial igual a 70% da tensão de rotura e a uma temperatura média de 20°C

σ - Tensão normal;

σ_c - Tensão Instalada;

σ_{pi} - Para pós-tensão é o valor absoluto da tensão inicial de pré-esforço

- Para pré-tensão é a tensão de tração máxima aplicada nas armaduras de pré-esforço deduzidas as perdas instantâneas que ocorrem durante as operações de pré-esforço

τ - Tensão tangencial;

τ - Idade do betão no momento de aplicação da carga;

φ_0 - Coeficiente nominal de fluência;

$\varphi(\infty, t_0)$ - Coeficiente de fluência do betão a tempo infinito;

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência em função da idade t ;

φ_{RH} - É o fator que tem em conta a humidade relativa;

$\varphi_{nl}(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência não linear;

γ - Peso volúmico

Letras maiúsculas gregas

Δl - Reentrada de cunhas;

ΔPu - Perdas de pré-esforço por atrito;

Δti - Número de dias em que se mantém a temperatura T ;

$\Delta \sigma_{pr}$ - Valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação

Φ - Rotação correspondente à deformação por esforço transversal;

χ - Coeficiente de envelhecimento

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Desde muito cedo na história do homem houve a necessidade de construir pontes de forma a possibilitar a passagem de obstáculos e permitir a expansão de diferentes povos. Ao longo dos anos, o avanço tecnológico, os métodos de análise mais complexos e rigorosos, o desenvolvimento e descoberta de materiais e processos de construção aliados à vontade do homem em se superar constantemente e vencer novos desafios levou a que a construção de pontes seja cada vez mais surpreendente.

As pontes atirantadas surgiram assim como um tipo estrutural capaz de vencer vãos superiores ao das pontes correntes e, ao mesmo tempo, devido ao seu aspeto característico, redefinir os horizontes dos locais onde são construídas.

Visto que não há a ponte ideal, o projetista deve ter sempre em consideração as características físicas de local, os constrangimentos de tempo e económicos, os desejos do dono de obra e os efeitos da construção na comunidade sejam eles pela escala, aspeto, ou alterações no ambiente local. Com estes cuidados, é função do projetista estudar as diferentes possibilidades existentes sendo fundamental os conhecimentos básicos de resistência dos materiais e teoria das estruturas para que não fique dependente de programa de cálculo. Através de simplificações nos esquemas estruturais e casos de carga é possível ao engenheiro ter um contacto inicial com a estrutura e desde uma fase preliminar estar em controlo do funcionamento estrutural e perceber através de uma relação aspeto/função quais as dimensões e opções mais adequadas para as diferentes componentes da solução (Benaim 2008).

Contudo, dada a complexidade dos sistemas estruturais associados ao funcionamento de pontes, e em particular ao das pontes atirantadas, é fundamental o recurso a modelos numéricos capazes de reproduzir o comportamento destas obras de arte com o objetivo de obter análises mais rigorosas. Visto que o histórico de carregamento da estrutura tem grande impacto no desempenho a longo prazo, o modelo deve incluir todo o processo construtivo e evolução da obra.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Este trabalho surge em continuidade ao trabalho desenvolvido pelo ex-aluno André Azevedo (A. F. Azevedo 2016) que realizou um modelo de elementos finitos no código computacional DIANA e que já foi validado com os resultados obtidos durante o ensaio de carga. O objetivo principal desta dissertação consiste no estudo do comportamento a longo prazo do Sub-Viaduto Central do Corgo sendo que para isso é necessário introduzir no modelo já existente tanto o projeto de pré-esforço como

o faseamento construtivo da obra. Assim, será possível estudar e analisar os efeitos diferidos dos materiais como a retração, fluência e relaxação, e compará-los com as medições que têm sido continuamente recolhidas pelo sistema de monitorização instalado na estrutura. Para além disso, é pretendido perceber o comportamento estrutural de pontes atirantadas, a influência do método construtivo no desempenho da ponte e também as ferramentas e estratégias de modelação numérica existentes na simulação computacional.

1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos sendo que o primeiro se destina à introdução e explicação dos objetivos principais e o último às conclusões retiradas após o desenvolvimento do trabalho e propostas de desenvolvimentos interessantes no sentido de continuação do estudo deste viaduto.

No segundo capítulo, dado o caso em estudo se tratar de uma ponte atirantada e até ao momento do curso não ter sido dado particular realce a este tipo de sistema estrutural, procede-se a uma análise do funcionamento estrutural de pontes atirantadas em geral e também ao estudo do método construtivo de avanços sucessivos.

O terceiro capítulo, destina-se ao estudo da modelação do processo construtivo, ou seja, à análise dos efeitos diferidos dos materiais, a redistribuição de esforços resultantes da evolução estrutural e também às estratégias de modelação numérica.

O quarto capítulo centra-se na descrição das características da obra em estudo, em particular a distribuição do pré-esforço. São ainda descritos o faseamento construtivo utilizado e as variações em relação ao que estava previsto em projeto. Por último é feita uma apresentação detalhada da adaptação e desenvolvimento do modelo numérico que permitiu a execução das análises.

O quinto e último capítulo do corpo principal da dissertação centra-se na aplicação ao caso de estudo dos conceitos analisados anteriormente onde se pretende demonstrar os resultados obtidos através do modelo desenvolvido no código computacional DIANA com realce nas flechas, rotações e forças nos tirantes. É também apresentada uma análise de sensibilidade à alteração das propriedades do betão e condições ambientais.

2 PONTES ATIRANTADAS

2.1. CAMPO DE APLICAÇÃO

A estética e a economia são fatores muito relevantes na concepção de uma ponte. Apesar da criatividade do engenheiro ser importante, existem algumas diretrizes que ajudam a melhorar e alcançar mais facilmente a relação custo-eficiência assim como o aspecto visual das pontes. A elegância está intrinsecamente ligada com a esbelteza, uso desnecessário de ornamentação e na clareza do caminho de forças da estrutura o que resulta num uso eficiente de materiais e consequentemente uma redução nos custos de construção (Menn 1990).

Um dos fatores mais importantes na decisão da ponte é o número de vãos, o seu comprimento e respectivas implicações no número de pilares. As pontes atirantadas, como a Fig1 exemplifica, são geralmente utilizadas para vãos elevados, começando a ser competitivas a partir de vãos de 150m, fazendo concorrência às pontes em arco e pontes tipo pórtico com secção em caixão, e podem ir até cerca de 700m começando para esses comprimentos a ser substituídas por pontes suspensas. Para além disso podem ser usadas em casos excepcionais de vãos inferiores quando o acesso sob a ponte for muito condicionado (Menn 1990).

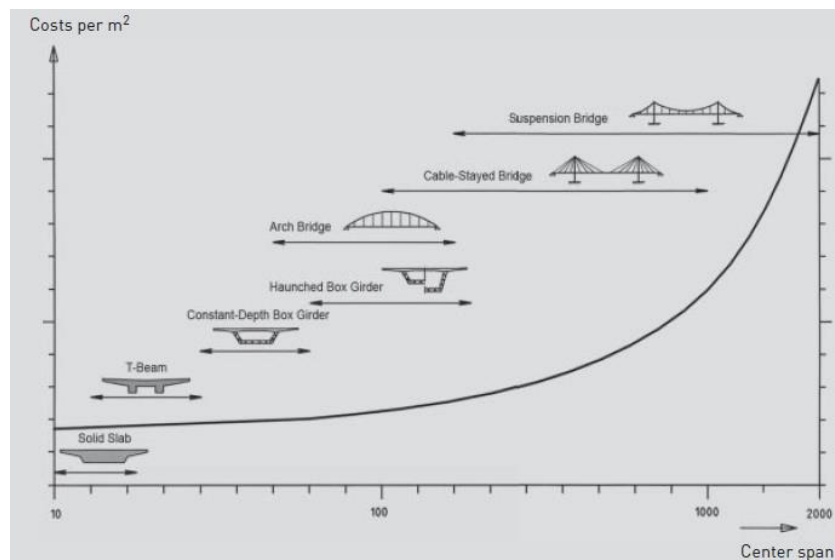


Fig1. Relação custo/m² com o comprimento do vão principal (Svensson 2012)

A redução de custos no tabuleiro, quando comparado com pontes tipo pórtico contínuo convencionais, é compensada pelo elevado custos dos tirantes e dos mastros. Para tentar reduzir estes custos, sobretudo quando os vãos começam a ultrapassar os 350-400m, são usuais as secções transversais em aço ou mistas (laje superior em betão) de forma a reduzir o peso próprio. Contudo, recentemente, esta solução tem sido lentamente reservada para vãos mais longos, sendo adotado betão ainda para vãos de 500m, pois o funcionamento estrutural deste tipo de pontes não é favorável à utilização do aço. A inclinação dos tirantes ao longo da ponte provocam elevadas forças de compressão no tabuleiro. O aço, devido ao problema da encurvadura, não permite a utilização de secções tão esbeltas como seria desejado. Já o betão beneficia deste funcionamento pois a compressão leva a uma redução da necessidade de pré-esforço e armadura ordinária. Consequentemente a redução do peso próprio que seria expectável com a utilização do aço deixa de ser significativa (Benaïm 2008).

2.2. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL

O funcionamento estrutural das pontes atirantadas está centrado na interação entre os tirantes, tabuleiro e mastros sendo que a solução final resulta fortemente da configuração escolhida para os tirantes. Como já foi referido, existem diretrizes que permitem tornar o processo de dimensionamento, altamente iterativo, mais eficaz e, desse modo, convergir mais rapidamente para uma solução. É usual uma proporção entre o vão lateral e o vão central andar perto dos 45% enquanto que a altura da torre deve ser aproximadamente 1/5 do vão principal. Com esta configuração conseguem-se momentos fletores devido às sobrecargas semelhantes na extremidade lateral e a meio vão central. O aumento das dimensões do vão lateral pode resultar em momentos superiores aqueles observados a meio vão central enquanto que a redução excessiva pode exigir elevada resistência de levantamento aos pilares de retenção sob sobrecargas no vão central. Isto acontece devido ao encurtamento das distâncias entre os tirantes laterais mais extremos que ficam a funcionar como um tirante de retenção concentrado (Benaïm 2008). Para reforçar a importância da relação entre vão central e lateral representa-se de seguida o caminho de forças nos casos de sobrecarga no vão central e sobrecarga no vão lateral. No primeiro caso, ilustrado na Fig2 b), é possível verificar que a deformada do tabuleiro causa forças de tração nos tirantes do vão central que provoca uma curvatura no mastro. Nesta situação os tirantes interiores do vão lateral pouca influência têm sendo o tirante de retenção a transmitir as forças ao encontro, ou pilar de retenção, através de fortes forças de tração. Quando é o vão lateral a receber a sobrecarga (Fig2 c)), os tirantes interiores localizados nessa zona transmitem as forças ao mastro que se deforma para o lado lateral. Assim, o tirante de retenção é comprimido e perde alguma da tensão proporcionada pelas cargas permanentes o que faz diminuir a rigidez efetiva devido ao efeito explicado em (2.1). Nesta situação o encontro, ou pilar de retenção, fica comprimido. Concluindo, os tirantes de retenção podem facilmente variar os níveis de carga pois sobrecargas no vão central aumentam a tensão instalada enquanto que sobrecargas no vão lateral reduzem essas tensões e, por isso, a relação entre o comprimento dos vãos deve ter em conta estas oscilações e possibilitar que esses elementos estruturais estejam sujeitos a um intervalo de tensões que seja compatível com os intervalos permitidos pela fadiga (Svensson 2012).

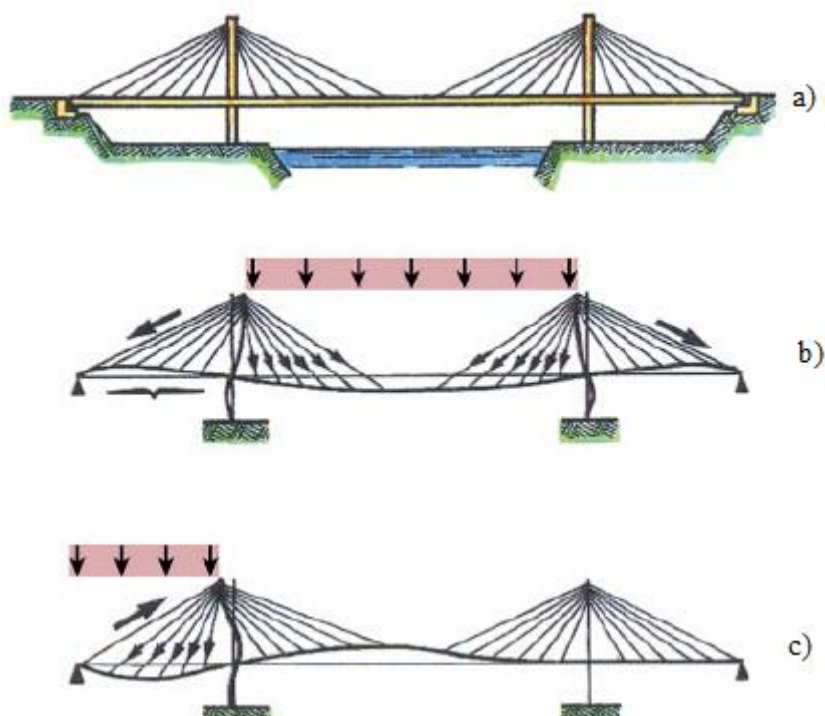


Fig2. Sistema estático a); Sobrecarga no vão central b); Sobrecarga no vão lateral c) (Svensson 2012)

Em relação à função estrutural dos elementos, os tirantes são dimensionados de forma a suportar a maioria dos momentos fletores e esforços transversos sendo o tabuleiro apenas concebido para as ações locais. Assim, a dimensão dos tirantes está fortemente ligada ao peso próprio do tabuleiro visto ser o principal contribuidor para o peso total que solicita cada tirante. Os mastros, também vulgarmente conhecidos como torres, são os elementos de onde surgem os tirantes e que recebem as suas forças e transmitem ao terreno. Como trabalham principalmente à compressão o material de construção mais comum é o betão armado, contudo, há algumas pontes como a Tataru Bridge no Japão (890m de vão) que utilizam o aço (Benaïm 2008).

É importante desde já fazer a distinção entre as tradicionais "cable stayed bridge" e as "extradosed bridge", respetivos exemplos na Fig3a) e b). Apesar de terem um aspeto visual muito semelhante às pontes atirantadas, as "extradosed bridge" não devem ser confundidas com o tipo de pontes no qual se prende esta dissertação uma vez que o comportamento estrutural é bastante distinto. A altura das torres varia entre 1/12 e 1/8 vezes o comprimento do vão o que resulta em torres relativamente baixas conferindo aos tirantes inclinações com a horizontal muito pequenas e por isso não é possível exigir aos tirantes que suportem grandes níveis de carga pois levaria a forças de compressão muito altas geradas pela componente horizontal. Assim o funcionamento das pontes "extradosed" assemelha-se às pontes tipo pórtico contínuo com secção em caixão devido à elevada rigidez conferida pelo tabuleiro. O tabuleiro é dimensionado para vencer grande parte do vão total entre pilares com apenas uma pequena ajuda dos poucos tirantes existentes ao contrário do que acontece nas pontes atirantadas onde a secção é a necessária para vencer vãos entre tirantes (Benjumea, Chio e Maldonado 2010) ou condicionada pela rigidez à torção.



Fig3. Ponte Russky na Rússia (a) e Ponte Shikari no Japão (b)

2.2.1. CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL

A distribuição dos tirantes na direção longitudinal tem impacto na esbelteza do tabuleiro. Para vãos mais curtos a utilização de um tirante no vão central e outro no vão lateral pode ser suficiente (Podolny e Scalzi 1976). Porém, com a experiência que se foi adquirindo ao longo dos tempos devido ao aumento da construção deste tipo de pontes concluiu-se que é preferível a utilização de maior número de tirantes, com espaçamentos de 6 a 12m, pois reduz os momentos fletores existentes no tabuleiro possibilitando a utilização de tabuleiros mais esbeltos e mais apelativos (Fig4) (Leonhardt 1986). Tal não acontece em tabuleiros com tirantes muito afastados pois é necessário caixões de grandes dimensões para vencer os vãos entre cada ligação (Podolny e Scalzi 1976).

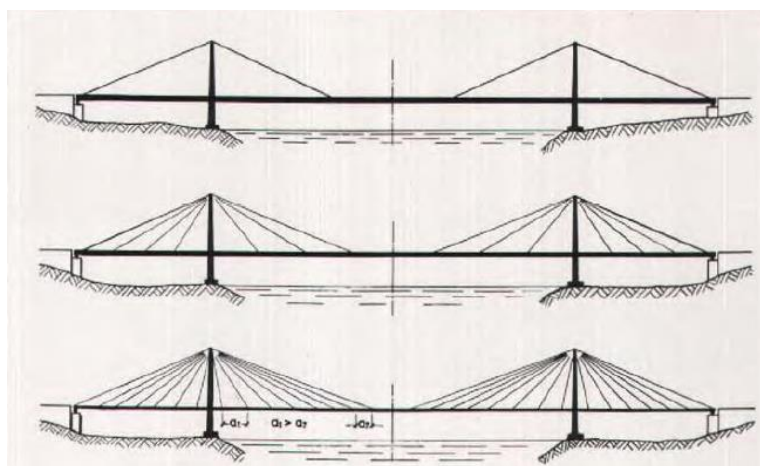


Fig4. Esbelteza do tabuleiro em função do número de tirantes (Leonhardt 1987)

Isto resulta do aumento na quantidade de tirantes ao longo do tabuleiro que funcionam como sucessivos apoios elásticos e consequentemente o diagrama de momentos no tabuleiro em vez de ter grandes momentos negativos na proximidade dos mastros e positivos a meio vão transforma-se num diagrama com sucessivos momentos positivos entre tirantes e negativos na zona de ancoragem. Permite ainda a redução da secção transversal de cada tirante assim como uma diminuição de forças

concentradas na ligação ao mastro possibilitando ancoragens menores e mais simples (Podolny e Scalzi 1976).

É importante ainda referir o impacto da rigidez fornecida pelos tirantes. Como foi dito, suportam grande parte das cargas da ponte e por isso a sua rigidez dita em grande parte a rigidez de toda a estrutura. Este fator é relevante pois o nível de tensão a que os cabos estão sujeitos dita o modo como a análise destes elementos pode ser feita. Caso os cabos não tenham tensão suficiente o seu módulo de elasticidade não pode ser considerado totalmente, isto é, a curvatura existente devido ao peso próprio "sageffect" é relevante e é necessário considerar o módulo de elasticidade efetivo através da equação de Ernst (2.1). Esta equação tem em conta o comprimento em projeção horizontal do cabo, o peso volúmico e a tensão instalada e permite determinar qual a rigidez conferida por determinado tirante. Este problema, na maior parte dos casos, não se coloca nas pontes atirantadas pois devido à preponderância da tensão na equação e aos níveis de tensão a que os cabos são esticados na fase inicial o módulo de elasticidade efetivo tende a ser o mesmo que o módulo de elasticidade para cabos retos (Svensson 2012). É possível na Fig5 verificar o impacto do comprimento dos tirantes e a tensão instalada na redução do módulo de elasticidade.

$$E_{ef} = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 l_k^2 E_0}{12 \sigma^3}} \quad (2.1)$$

E_{ef} - Módulo de elasticidade efetivo

E_0 - Módulo de elasticidade de cabo reto

γ - Peso volúmico

l_k - Comprimento em projeção horizontal

σ - Tensão instalada

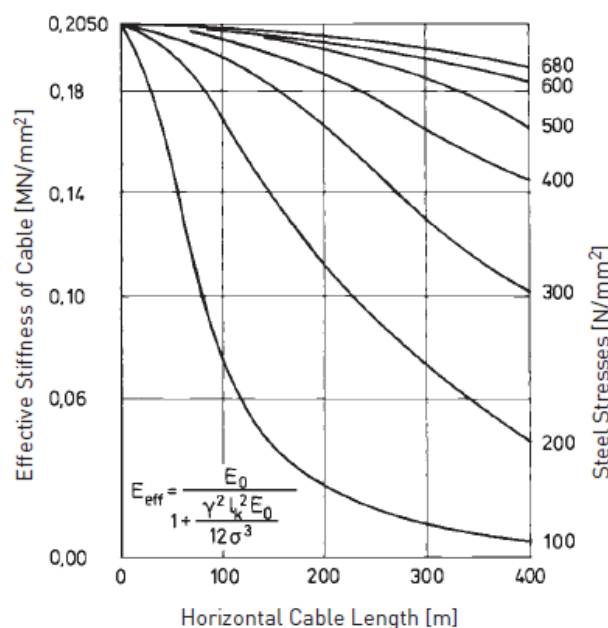


Fig5. Influência do comprimento e da tensão instalada no módulo de elasticidade efetivo (Svensson 2012)

Quanto aos sistemas de distribuição longitudinal dos tirantes podem-se dividir em quatro grandes grupos: leque, semi-leque, harpa e menos frequentemente em estrela (Fig6).

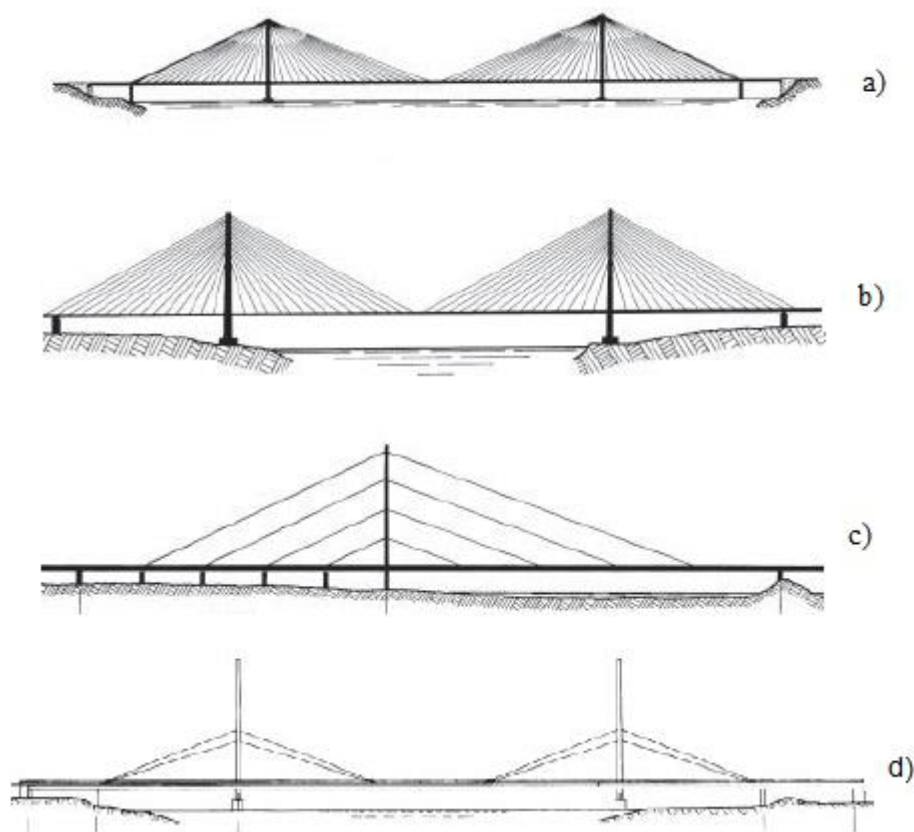


Fig6. Sistema em leque a); sistema em harpa b); sistema em semi-leque c); sistema em estrela d) (Svensson 2012)

No sistema em leque os tirantes convergem todos no topo do mastro. Tem a vantagem de ser aquele que consegue maiores ângulos entre o tabuleiro e o tirante o que reduz a força necessária no tirante para equilibrar a carga. Ainda, a aplicação de cargas no tabuleiro assim como o processo de substituição de um tirante pode não provocar grandes momentos no mastro caso existam cabos de retenção. Apesar da excentricidade ser muito grande, a força é transferida diretamente para o tirante lateral extremo, tirante de retenção ou "backstay", que está ancorado ao pilar lateral ou ao encontro (Benaïm 2008). A função dos tirantes de retenção, cabos que ligam o topo dos mastros a pontos rígidos no final dos vãos atirantados, é exatamente conferir ao sistema rigidez suficiente para reduzir os momentos tanto nos mastros como no tabuleiro quando submetidos a carregamentos assimétricos (Menn 1990). Quando não é possível a existência deste tirante de retenção, por exemplo em pontes atirantadas com vãos sucessivos, as forças concentradas no topo podem ser extremamente prejudiciais para o mastro criando elevadas forças de corte e momentos fletores (Podolny e Scalzi 1976).

A principal desvantagem deste tipo de distribuição dos cabos é a dificuldade em ancorar uma quantidade grande de tirantes num reduzido espaço, o que obriga à conceção de uma cabeça no mastro capaz de acomodar os tirantes. Este elemento para além de ser pouco estético, envolve um dimensionamento extremamente complexo (Benaïm 2008).

Em relação a esforços causados por retração, fluência ou temperatura estes podem ser reduzidos através da libertação da ligação do tabuleiro a um dos mastros e com a introdução de juntas de expansão nos encontros que acomodem estes deslocamentos. Isto é possível pois a componente horizontal dos tirantes mais interiores é relativamente reduzida dada a sua verticalidade e como tal não oferecem grande rigidez a deslocamentos horizontais (Walther 1999). Tal não é possível no sistema em harpa. Qualquer movimento relativo horizontal, seja devido a temperatura, fluência ou retração é resistido pela ligação mastro/tabuleiro conferida pelos tirantes mais curtos. Assim, as forças geradas por estes fenómenos não podem ser evitadas com a libertação de apenas uma ligação entre o pilar e tabuleiro. Em casos de grandes vãos, onde as deformações impostas têm particular relevância, é necessário libertar longitudinalmente as ligações ao exterior e introduzir aparelhos de apoio deslizantes, ou juntas de expansão, no sentido longitudinal em ambos os mastros. A introdução desses aparelhos de apoio pode ser evitada em vãos centrais curtos conferindo maior deformabilidade na parte dos mastros por baixo do tabuleiro (Walther 1999).

No sistema em harpa os cabos são todos paralelos entre si, ou seja, o espaçamento ao longo do mastro é igual ao espaçamento no tabuleiro (Podolny e Scalzi 1976). Isto facilita o detalhe das ancoragens porém, os ângulos reduzidos entre o tabuleiro e os tirantes faz com que esta seja a distribuição menos eficiente (Menn 1990). Considerando um caso tradicional de pontes atirantadas em que a rigidez do tabuleiro pode ser desprezada, todos os tirantes têm a mesma força pois é a necessária para conseguir equilibrar a carga correspondente a cada cabo. Exemplificando, sendo a altura do mastro obtido pela relação referida anteriormente de 1/5 do vão então, no melhor dos casos, em que o cabo começa na extremidade do mastro, a força nos tirantes será $F/\sin[\arctan(1/5)]$ ou seja, aproximadamente 2,7 vezes a força a equilibrar (Podolny and Scalzi 1976).

Para além disso, a aplicação de sobrecargas de forma desequilibrada irá aumentar a força no tirante correspondente a esse vão e provocar momentos excessivos nos mastros. Assim, o dimensionamento dos mastros estará fortemente condicionado por eventuais substituições ou rotura de tirantes (Podolny e Scalzi 1976) que deve ser suficientemente rígido para evitar deformações excessivas no tabuleiro (Walther 1999).

Para evitar um excesso de armadura nos mastros e permitir uma configuração mais esbelta, é possível construir pilares nos vãos laterais de forma a criar apoios rígidos para ancorar os tirantes. Esta solução confere estabilidade à estrutura porém, não só vai contra o objetivo das pontes atirantadas como também aumenta o custo total da obra (Benaim 2008). O sistema em harpa é mais utilizado quando há dois planos de cabos pois os efeitos referidos não são tão relevantes quando comparados com apenas um plano e tem a vantagem de minimizar os efeitos visuais negativos do cruzamento de cabos (Podolny e Scalzi 1976).

O sistema em semi-leque pode ser executado de duas formas distintas. A primeira opção reparte os tirantes com igual espaçamento no topo dos mastros e outro espaçamento constante no tabuleiro. Devido ao pequeno espaçamento no mastro quando comparado com o do tabuleiro, os cabos não são paralelos (Podolny e Scalzi 1976). A segunda opção consiste em variar o espaçamento dos tirantes no mastro conforme a sua inclinação, ou seja, os tirantes superiores mais perpendiculares aos mastros necessitam de menor afastamento do que os cabos inferiores mais verticais (Benaim 2008). Isto deve-se à necessidade de haver espaço suficiente para substituições ou até mesmo para garantir que a rotura de um cabo por ações acidentais não leve à rotura da ponte (Menn 1990). Em ambas as ocasiões esta distribuição é um meio termo entre o sistema em leque e sistema em harpa. Devido à maior dificuldade da transmissão de cargas ao tirante de retenção a curvatura nos pilares é maior. Contudo, geralmente não condiciona o dimensionamento ao nível de armaduras pois a compressão gerada é capaz de anular os efeitos dos momentos (Benaim 2008). Nas pontes modernas tem-se optado pela

distribuição em semi-leque pois consegue um bom compromisso entre as vantagens e desvantagens do sistema em leque e em harpa (Benaïm 2008).

Por último, a distribuição em estrela é a menos comum das quatro. Tem a particularidade de os tirantes convergirem no tabuleiro e estarem afastados no mastro. Esta opção utilizada na Norderelbe Bridge em Hamburgo foi escolhida principalmente por razões estéticas, pois ela é composta por dois cabos de pequeno diâmetro que trabalham em conjunto como se fossem apenas um cabo de maior diâmetro. Para além disso a altura do mastro acima do segundo cabo não tem função estrutural (Podolny e Scalzi 1976) ficando por isso a dúvida se será realmente uma ponte atirantada ou uma "extradosed bridge".

Como já foi referido, uma relação comum entre o vão central e a altura do mastro é $1/5$. Porém quando se optam relações superiores a $0,25-0,3$ o que foi referido em relação à maior eficiência do sistema em leque e consequente economia no que diz respeito à quantidade de aço necessário deixa de acontecer, pois a diminuição do comprimento dos cabos no sistema em harpa compensa a necessidade de seções superiores tornando-se por isso mais económico (Fig7) (Mathivat 1979).

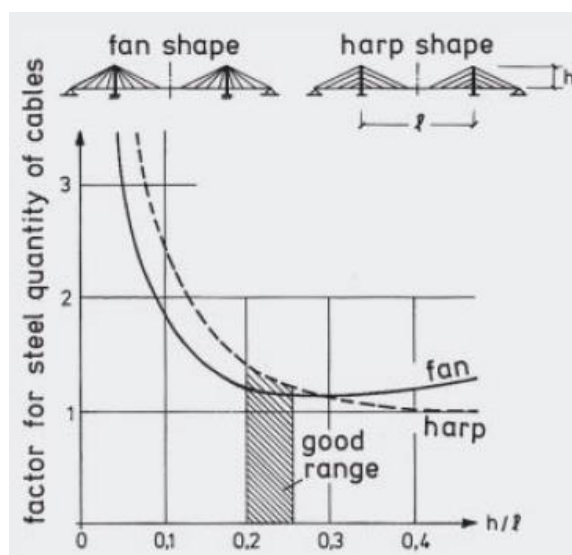


Fig7. Relação entre o rácio altura do mastro/vão principal com a quantidade de e aço necessário para os tirantes (Mathivat 1979)

Uma questão importante no funcionamento longitudinal da ponte é o tipo de ligação entre os mastros e o tabuleiro, ou seja, se o tabuleiro é totalmente suspenso pelos tirantes sem ligação aos mastros ou se a ligação é fixa entre os dois elementos. A opção de ligação livre confere à estrutura maior flexibilidade e como tal as deformações são superiores. Isto é evidenciado em carregamentos assimétricos onde o deslocamento horizontal se torna muito superior. Os sistemas em harpa e semi-leque são os mais suscetíveis a estas deformações (Fig8) e consequentemente sofrem maior aumento de momentos (Walther 1999). Ainda, como a rigidez fica mais dependente dos tirantes e dos mastros há um aumento significativo dos momentos na base dos mastros como se verifica na (Fig9). Por outro lado, a rigidez conferida pela ligação fixa entre o tabuleiro e o mastro geram maior momentos nessa zona do mastro (Fig9).

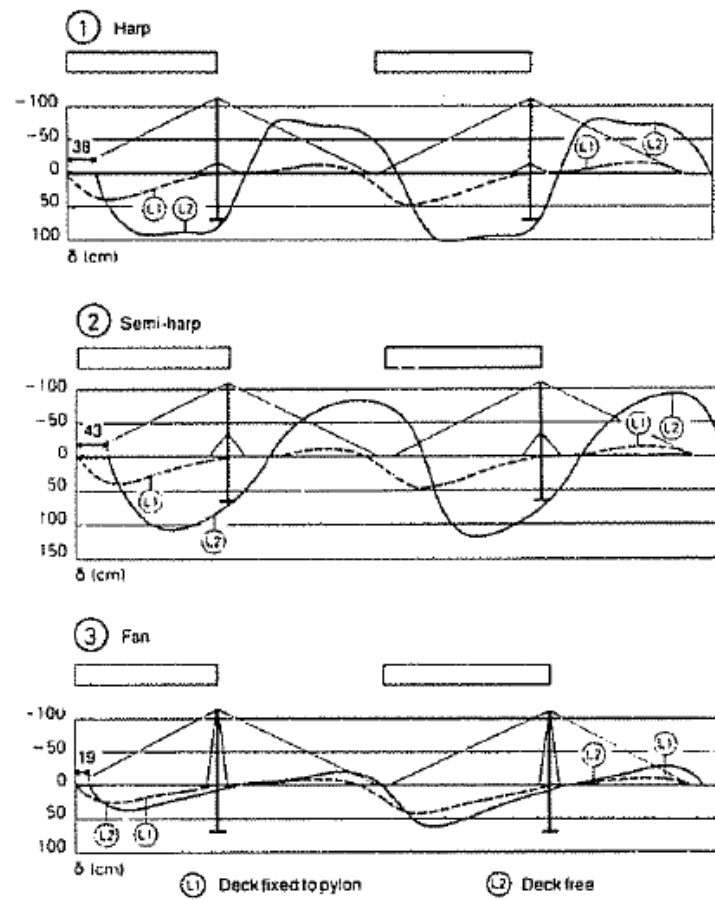


Fig8. Variação das deformadas nos três tipos de configuração (harpa 1); semi-leque 2); leque 3)) para diferente ligação entre tabuleiro e mastro(L1-monolítico; L2-livre) (Walther 1999)

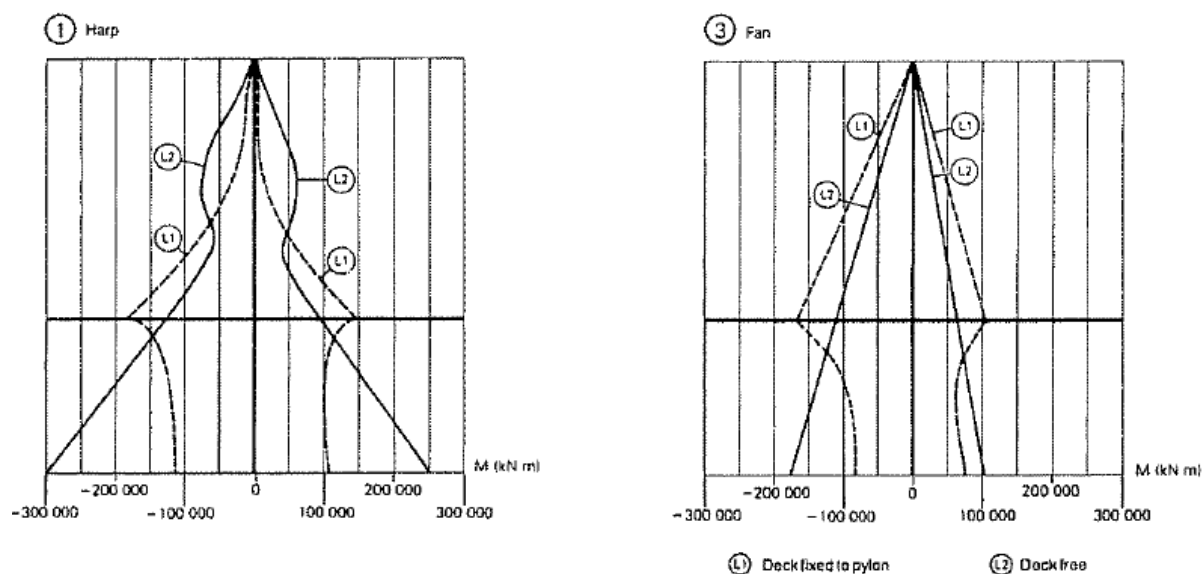


Fig9. Variação dos momentos ao longo do mastro (harpa 1; leque 3) para diferente ligação entre tabuleiro e mastro (L1-monolítico; L2-livre) (Walther 1999)

O último ponto relacionado com a configuração longitudinal dos mastros, trata da influência da sua inclinação nesta direção. A solução mais comum e económica é conceber os mastros verticais uma vez que assim rentabiliza-se ao máximo a sua altura proporcionando a maior inclinação possível aos tirantes. No caso de inclinar as torres no sentido oposto do vão central, é necessário executar torres mais altas para conseguir obter o mesmo ângulo em relação ao vão central. No caso de a inclinação ser feita no sentido oposto então a força que se gera no tirante de retenção será muito elevada. Por estas razões qualquer uma das configurações que não a vertical terá custos acrescidos à obra (Fig10) (Menn 1990).

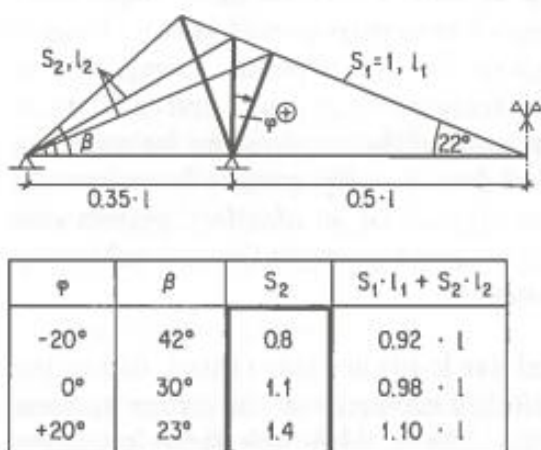


Fig10. Influência da inclinação longitudinal do mastro nas forças dos tirantes e consumo de aço (Menn 1990)

2.2.2. CONFIGURAÇÃO TRANSVERSAL

A configuração transversal dos cabos determina a escolha do tipo de tabuleiro mais apropriado sendo que os arranjos de cabos mais comuns são em um ou dois planos de suspensão, sendo possível ainda, para tabuleiros de grande largura, utilizar três planos de suspensão.

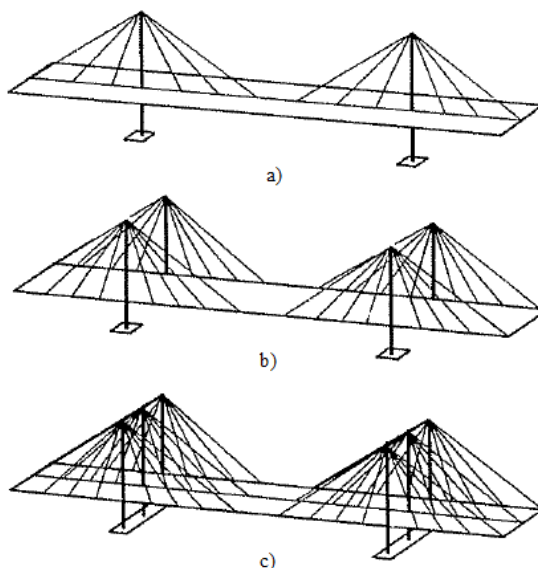


Fig11. Sistema de um plano de suspensão a); dois planos de suspensão b); três planos de suspensão c) (Walther 1999)

O sistema de um plano de suspensão, ou suspensão axial, (Fig11 a)) é utilizada geralmente quando a circulação é feita em faixas separadas com um separador central largo (Mathivat 1979). Esta solução para além de económica é também esteticamente agradável para os utilizadores uma vez que a vista não fica obstruída pelos tirantes e quando observada pelo exterior não há cruzamento de cabos. Para pontes regulares o espaço existente no separador central é suficiente para ancorar os cabos, contudo, os mastros podem obrigar a um alargamento do tabuleiro. As desvantagens da adoção da configuração de apenas um plano de suspensão são a concentração de forças e a falta de rigidez à torção. O primeiro acontece, pois, toda a força é transmitida apenas num plano o que obriga a ancoragens mais robustas de forma a resistir às sollicitações. Geralmente, há necessidade de reforçar o tabuleiro, a alma e a laje inferior da secção transversal de forma a que seja suficientemente rígida para haver uma distribuição uniforme das forças (Podolny e Scalzi 1976). A falta de rigidez à torção conferida pelo sistema de cabos tem que ser compensada pela secção transversal adotada (Fig12). A solução em caixão é a mais adequada visto conferir não só elevada rigidez à torção para resistir a cargas excêntricas, mas também por ter um comportamento aerodinâmico estável. Visto que o tabuleiro tem grande parte da sua estrutura em consola é usual colocar duas escoras que liguem a extremidade das consolas ao núcleo central. É ainda comum colocar tirantes na zona interior do caixão de forma a conduzir o esforço de corte nas almas laterais para a zona central do atirantamento (Benaim 2008). Por último, as maiores dimensões exigidas à secção fazem aumentar o peso próprio da estrutura e como tal a carga a equilibrar pelos tirantes, sendo esse problema minimizado pela necessidade de apenas transportar as cargas uma vez e também pela maior rigidez do tabuleiro que permite distribuir cargas concentradas

por vários tirantes, isto é, a rigidez do tabuleiro ganha relevância face aos tirantes e como tal a deformação deixa de ser tão localizada (Benaïm 2008).

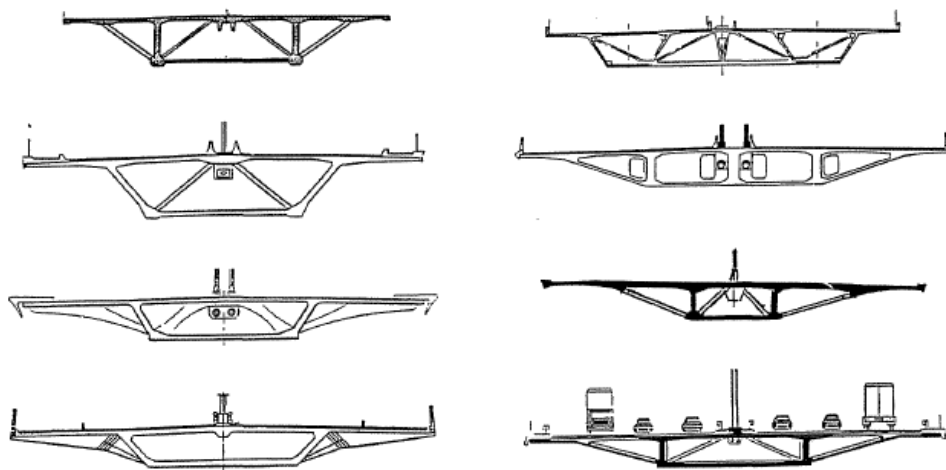


Fig12. Seção transversal em caixão para suspensão central (Manterola 2003)

A escolha da configuração transversal do mastro deve não só conciliar a altura da torre e da ponte, a largura do tabuleiro e a configuração dos cabos como também ter resistência suficiente para resistir a ações transversais como vento ou sismo. Como não está atirantada, a encurvadura acontece mais facilmente na direção transversal (Benaïm 2008).

Para um plano de suspensão é possível adotar a configuração de apenas um mastro central sendo que é necessário ter em conta o espaço ocupado no tabuleiro (Fig13 a) e b)). É possível rentabilizar esse espaço colocando as barreiras de segurança junto ao pilar, contudo é necessário ter em conta no dimensionamento o choque de veículos. Esta forma viabiliza o uso de sistema em harpa (Walther 1999).

Para vãos mais longos em que a estabilidade dos mastros fica comprometida devido à sua altura, a escolha da forma em A, ou variantes, é usual pois são naturalmente estáveis na direção transversal e evitam o alargamento do tabuleiro (Fig13 c) e d)). As desvantagens desta configuração são a necessidade de grande área de terreno para executar as fundações quando o gabarit necessário é elevado (Farquhar 2008). As soluções para estes problemas são a adoção de um A truncado, isto é, com o topo reto, ou então a forma de diamante (Fig13 e)) onde se inverte o sentido do mastro na parte inferior ao tabuleiro sendo que esta forma reduz a estabilidade a ações transversais. As torres em A obrigam a uma configuração dos tirantes do tipo leque por isso muitas vezes é adotada a forma Y invertido pois permite uma configuração semi-leque. Estas três configurações podem ser utilizadas tanto para um plano como para dois planos de suspensão.

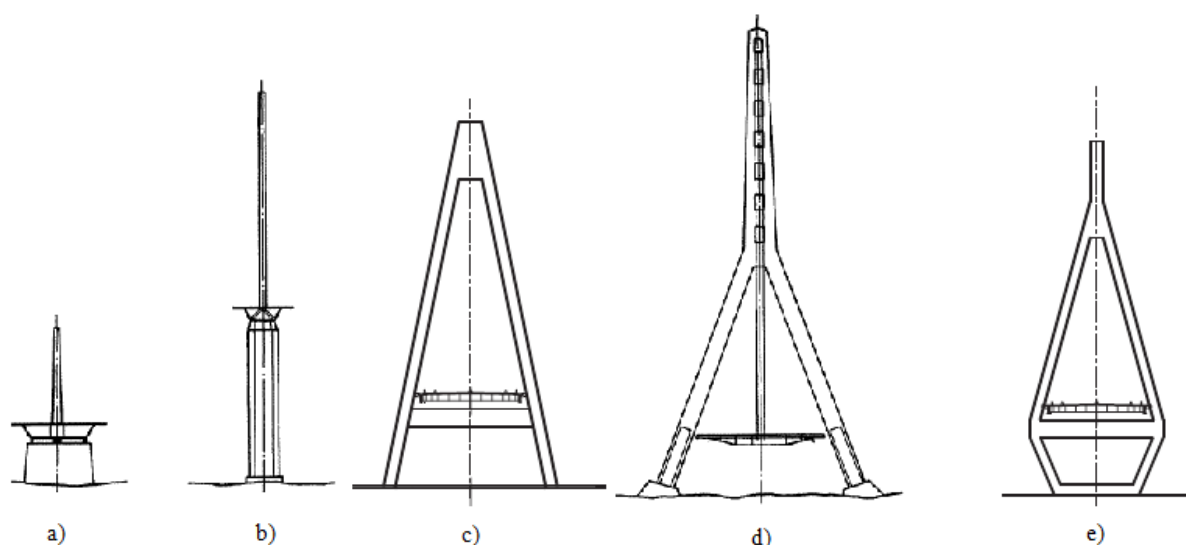


Fig13. Configuração de mastros para um plano de suspensão: mastro central a) e b); mastro em A c); mastro em Y invertido d); mastro em diamante e) (Walther 1999) (Farquhar 2008)

A configuração de dois planos de suspensão (Fig11 b)) pode ser executada através de planos verticais ou por planos oblíquos. Na primeira opção os mastros estão localizados nas laterais do tabuleiro com os planos de suspensão paralelos entre si sendo ancorados no tabuleiro e no respetivo mastro (Fig14 a)). A verticalidade dos cabos em conjunto com as tensões instaladas confere ligações bastante rígidas entre o tabuleiro e o mastro assim como não causa qualquer problema em relação a obstrução do espaço acima do tabuleiro. A forma mais habitual de executar estas ligações é através de mastros em forma H, ou seja, com dois fustes verticais nas laterais. O alinhamento da ancoragem nos mastros e no tabuleiro obriga a que parte do espaço lateral do tabuleiro seja ocupada pelos fustes. É possível colocá-los na parte exterior porém deve-se introduzir uma viga transversal que una os dois fustes para combater a instabilidade gerada pela excentricidade dos tirantes (Fig14 b)).

A utilização de planos oblíquos pode ainda ser mais eficiente visto que a conjugação da torre, tabuleiro e cabos forma uma treliça espacial que promove grande rigidez à torção sobre o eixo longitudinal da ponte (Menn 1990). Geralmente os mastros são em forma de A (Fig14 c)) onde os tirantes são ancorados nas extremidades do tabuleiro e depois encontram-se no topo do mastro, aproximadamente na zona central do tabuleiro. Menos comum é a forma de Y com ângulos de inclinação inverso do caso anterior, ou seja, os tirantes estão ancorados nas laterais do tabuleiro e esticados para o exterior. As ancoragens no tabuleiro podem ser feitas no topo ou podem ser realizadas nas faces laterais do tabuleiro. Apesar da ancoragem lateral ter a vantagem de não reduzir o espaço disponível para as faixas de rodagem, tem o inconveniente de provocar excentricidade na transmissão de esforços para o tabuleiro e como tal necessitar de reforço (Podolny e Scalzi 1976).

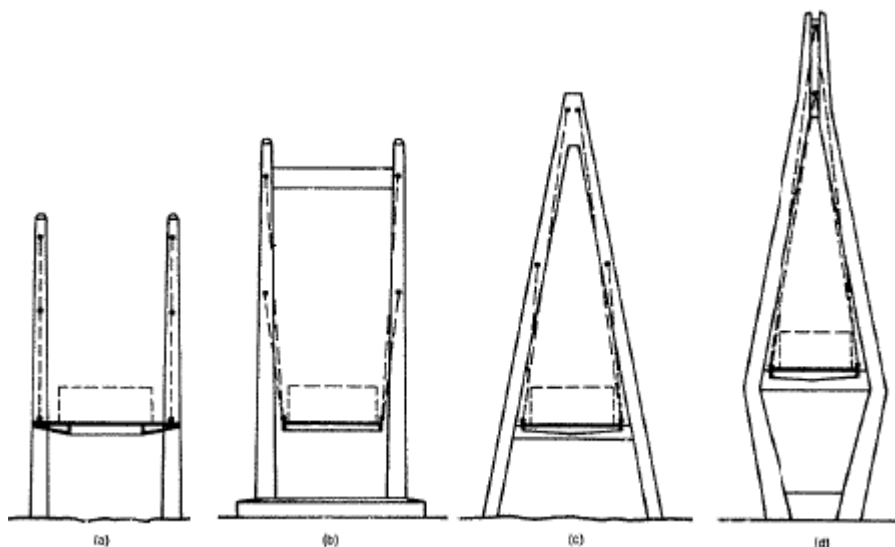


Fig14. Forma de mastros para dois planos de suspensão: forma H a); H com viga transversal b); forma em A c) e diamante d)

O duplo plano de suspensão tem a grande vantagem de conferir à estrutura rigidez à torção e uma maior estabilidade aerodinâmica o que permite seções do tabuleiro mais esbeltas (Mathivat 1979).

Como o tabuleiro pode ter uma secção sem grande inércia à torção, um tipo de secção possível é o tabuleiro com vigas, conhecidas como longarinas, geralmente localizadas nas extremidades (Fig15). Tem ainda vigas transversais, as carlingas, que conferem maior rigidez de forma a vencer o vão transversal entre planos de suspensão. As longarinas podem ter várias configurações conforme a necessidade de maior ou menor aerodinâmica (Benaïm 2008). A forma triangular (Fig16) é aquela que permite reduzir mais o efeito do vento e manter a rigidez nos bordos (Manterola 2003). A espessura da laje superior deve ser suficiente para conseguir vencer os vãos entre carlingas. Como os momentos totais resultam de uma combinação dos momentos gerais do tabuleiro, dos esforços de compressão e dos momentos devido a ações locais deve-se limitar as distâncias entre carlingas a cerca de 4m (Benaïm 2008).



Fig15. Seção com vigas laterais e carlinga (Benaïm 2008)



Fig16. Seção com vigas em forma triangular e carlinga (Menn 1990)

Uma variante a esta solução é a adoção de pequenas vigas (metálicas ou betão pré-fabricado) ao longo da secção que reduzem a necessidade do frequente uso de carlingas e ao mesmo tempo permite vencer vãos longitudinais e transversais maiores (Fig17). O espaçamento destas vigas depende da espessura do tabuleiro sendo 5m um valor adequado para lajes de 20cm (Benaïm 2008). Apesar destas soluções serem adequadas para casos onde a inércia à torção não é fundamental têm o problema de falta de estabilidade. Este problema atenua-se quando o tabuleiro é suficientemente largo em relação à altura lateral (Manterola 2003). Por último, René Walther abriu uma nova corrente para a secção transversal de pontes atirantadas de curto/médio vão que consiste em tabuleiros, tipo laje, extremamente esbeltos onde a espessura central é cerca de $1/400$ do vão (Fig18). Visto que a relação largura/altura lateral é muito grande estes tabuleiros são estáveis, necessitando apenas de uma área total suficiente para resistir às compressões provocadas pelos tirantes. Para evitar problemas de encurvadura é ainda fundamental aproximar as ancoragens no tabuleiro (Benaïm 2008) (Manterola 2003).

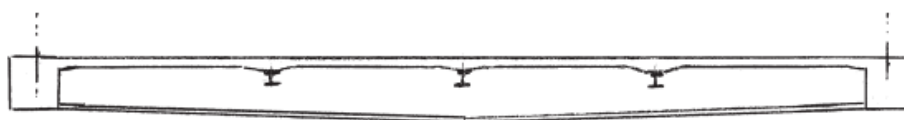


Fig17. Seção com pequenas vigas ao longo do tabuleiro, adequado para grandes larguras (Benaïm 2008)

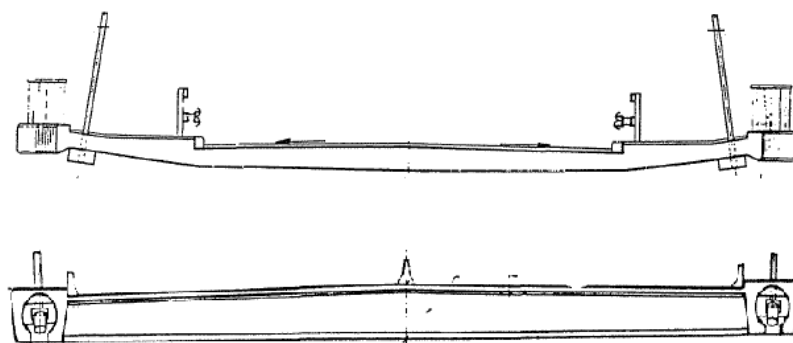


Fig18. Exemplos de seção extremamente esbeltas

Por último, o caso particular de três planos de suspensão é uma solução que se pode adequar a zonas urbanas devido à necessidade de haver vias específicas para BUS ou então várias vias de circulação em cada sentido (Podolny e Scalzi 1976). Como nestes casos a extensão transversal do tabuleiro é propícia à curvatura, o terceiro plano de cabos faz reduzir a distância entre cada plano e assim conferir maior rigidez nesta direção. É um tema algo controverso pois quantos mais planos houver maior é o número de trajetórias a percorrer por cargas concentradas e para além disso a conceção dos mastros é complicada, pois, se for necessário fazer três os custos crescem muito podendo não compensar os custos de um tabuleiro capaz de resistir às curvaturas associadas a grandes larguras.

2.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO – AVANÇOS SUCESSIVOS

Nesta secção discute-se apenas o método construtivo aplicado na obra em estudo na zona atirantada, ou seja, avanços sucessivos. Apesar da obra ter sido realizada com recurso a betonagem "in situ" discute-se as diferenças existentes no processo construtivo de avanços sucessivos quando comparado com o uso de segmentos pré-fabricados. No entanto, dado a sua particularidade, começa-se por referir algumas implicações e procedimentos no que diz respeito à betonagem de secções em caixão na obra.

O método construtivo utilizado numa ponte deve-se adequar ao sistema estrutural assim como ao tipo de secção utilizado. O caso ideal seria ter toda a estrutura apoiada até ao final da construção e "ligar a gravidade" toda de uma vez com a remoção do sistema de apoio. Assim, os esforços existentes seriam os calculados teoricamente com uma análise linear. Sabendo que este caso é impossível de concretizar na realidade, o objetivo principal do método construtivo é aproximar os esforços resultantes da construção com aqueles que se obteriam no caso anterior. Ao longo do tempo, a fluência é responsável por aproximar os esforços reais no fim da construção com os esforços resultantes de um cimbra perfeito.

O método dos avanços sucessivos é o método de eleição para pontes de grandes vãos onde as condições para a construção não são ideais seja devido à altura ou dificuldade de acesso. O fundamento deste método é a progressão consecutiva simétrica do tabuleiro da ponte em relação ao pilar. Este método tem a particularidade de ter no momento prévio ao fecho da ponte o sistema estrutural mais crítico pois é nesse momento que tem as consolas maiores. As tarefas presentes neste método são repetitivas visto que cada segmento utilizado, aduela, tem dimensões pequenas quando comparadas com a extensão do vão. Assim consegue-se maior rendimento na mão de obra por mecanização de tarefas em ciclo (Mathivat 1979).

A construção por avanços sucessivos pode ser feita recorrendo a segmentos pré-fabricados ou a betonagem "in situ". A extensão total da ponte é o principal fator que decide qual o método mais económico para cada caso. Enquanto a betonagem "in situ" é rentável para vãos relativamente pequenos, o uso de segmentos pré-fabricados é competitivo quando os vãos aumentam pois os custos associados à montagem de estaleiro são compensados pela velocidade de betonagem e de colocação em obra (Chen e Duan 2000).

2.3.1. BETONAGEM "IN SITU"

A secção em caixão é das tipologias mais utilizadas quando é utilizado este método construtivo, e foi aquele que se utilizou no viaduto do Corgo. Como tal, antes de se referir os aspetos particulares associados ao método dos avanços sucessivos através de betonagem "in situ" é importante perceber as complicações que existem em obra quando é necessário betonar tabuleiros em caixão.

A secção em caixão é das soluções com maior eficiência estrutural pois reduz a necessidade de aplicação de pré-esforço devido aos momentos existentes assim como tem elevada rigidez à torção o que lhe permite redistribuir esforços causados por sobrecargas excêntricas. Para além da extensa aplicabilidade a vãos longitudinais, permite ainda realizar tabuleiros com uma largura elevada adequada a pontes onde seja necessário maior número de vias. Contudo, do ponto de vista construtivo apresenta algumas condicionantes devido à sua forma. A betonagem "in situ" desta secção é complicada não só pelo difícil acesso à laje inferior, mas também pela necessidade de realizar a abertura central que lhe é característica. Assim, é necessário conceber a secção para que possa ser betonada toda de uma vez ou então é necessário fazê-lo por fases (Benaïm 2008).

A betonagem por fases, o método mais comum, pode ser feita de duas formas distintas. A primeira consiste em betonar apenas a laje inferior e depois betonar em conjunto as almas com a laje superior numa segunda fase. A outra opção é betonar a laje inferior em conjunto com as almas numa primeira fase e em segunda fase betonar a laje superior (Fig19) (Benaim 2008). Pode ainda ser necessário uma terceira fase caso seja necessário realizar as consolas numa fase posterior devido à incompatibilidade das suas dimensões com o equipamento utilizado.

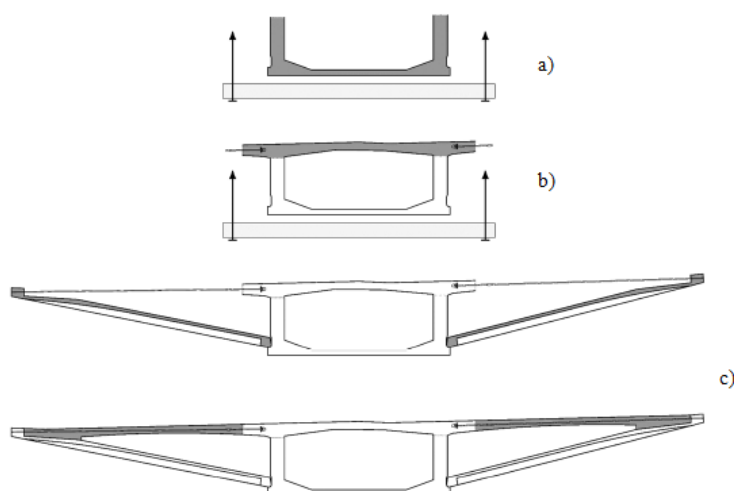


Fig19. Exemplo de betonagem de seção em caixão: primeira fase a); segunda fase b); terceira fase c)

Quando se realiza primeiro apenas a laje inferior a junta construtiva localiza-se, geralmente, por cima da laje (Fig20 - 1) fornecendo apoio para a colocação das cofragens da alma. Isto cria problemas pois a superfície deve ser trabalhada para retirar a camada superior mais frágil e conferir uma superfície mais áspera. Este processo pode danificar as bainhas existentes para aplicação de pré-esforço que nesta altura estão vazias e particularmente frágeis. Uma alternativa é realizar uma junta vertical perto do início das almas (Fig20 - 2) o que permite que não haja cruzamento dos cabos ou armaduras pela junta e fica ao mesmo tempo menos visível e mais protegido das condições atmosféricas. Com esta opção os volumes de betonagem em cada fase ficam mais díspares (Benaim 2008).

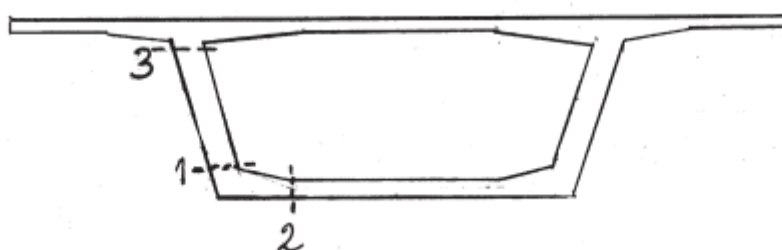


Fig20. Localização de juntas de betonagem numa seção em caixão

Relativamente à betonagem simultânea das almas com a laje inferior, na primeira fase a junta encontra-se por baixo da laje superior (Fig20 - 3). Isto mantém as desvantagens da primeira localização referida, isto é, a passagem de cabos com ângulos rasos pela junta e dificuldade na

preparação da segunda fase de betonagem devido à presença de armadura referente às almas. Para além disso a dificuldade inicial de betonar de forma eficiente a laje inferior volta a ficar realçada com este método. As vantagens são a redução de quantidade de cofragem presa no interior da secção, maior proteção da junta conferida pela proximidade às consolas e uma repartição mais equilibrada nos volumes de betonagem em cada fase (Benaïm 2008).

Quando se opta pela construção por fases, seja qual for o método, é fundamental ter em consideração a fissuração que ocorre na laje superior devido à retração impedida pelo betão já endurecido. Para além disso, devido à diferença de idades, as propriedades dos materiais não serão as mesmas o que tem importância para uma análise com introdução dos efeitos de fluência (Benaïm 2008).

Por esta razão, o ideal é conseguir realizar a betonagem de uma vez sendo que o fator determinante para a escolha do melhor método é a largura da laje inferior. Para lajes estreitas e com almas inclinadas é possível realizar a betonagem pelas duas almas que permitem que o betão preencha completamente a laje inferior (Fig21 a)). A vibração do betão é feita por vibradores externos o que obriga à utilização de cofragens em aço com alguns furos por onde é expelido o ar. Ainda, em vez de realizar a betonagem logo pelas duas almas é possível utilizar apenas uma até que o betão comece a sair pela segunda alma e só depois utilizá-la assegurando que a laje fica completamente betonada. Para as cofragens internas, ou se utiliza um furo na laje superior por onde se desmonta e retira, ou então é necessário fazê-lo através dos mastros. No caso de lajes inferiores largas é aberto um buraco na cofragem da laje superior para a entrada de um tubo que permite realizar a betonagem (Fig21 b)). Como é necessário o acesso de um trabalhador para espalhar e vibrar o betão convém que a secção seja suficientemente profunda, 2m é o valor apresentado na referência utilizada. A betonagem das almas deve ser feita o mais rápido possível para evitar diferenças de temperatura (Benaïm 2008).

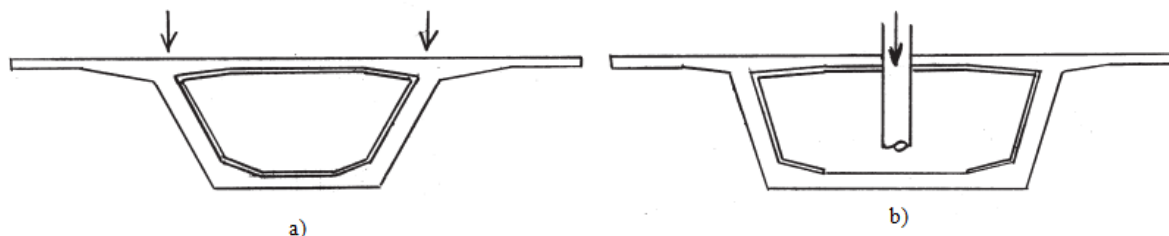


Fig21. Métodos de betonagem contínua de secção em caixa: a) laje inferior estreita; b) laje inferior larga (Benaïm 2008)

Para a execução das betonagens contínuas é essencial a escolha de betões com propriedades específicas sendo que o desenvolvimento de betão auto-compactável facilitou a execução deste método. Apesar disso, devem existir testes à escala real tanto da geometria como armaduras e cabos de pré-esforço para confirmar que a betonagem fica feita corretamente (Benaïm 2008).

Em relação ao processo construtivo propriamente dito, a progressão das aduelas, apesar de não ser o único procedimento possível, é geralmente realizada com recurso a carrinhos móveis que se apoiam na aduela já finalizada para possibilitar a betonagem da aduela seguinte. Estes carrinhos podem ser constituídos por vigas superiores, vigas laterais ou então ser autoportantes.

Os carrinhos com vigas superiores são constituídos por vigas localizadas por cima do segmento a betonar e que suportam a cofragem e o peso do betão enquanto este não ganha resistência para ser autoportante. Como estabilizador é usado um contrapeso na parte traseira. Devido à flexibilidade dos elementos dos equipamentos, quando se procede à betonagem acontecem deformações que podem

levar à fissuração das aduelas. Para evitar isto é possível utilizar equipamentos mais rígidos mas que são inevitavelmente mais pesados, logo surge a necessidade de aumentar os níveis de pré esforço de forma a contrariar as deformações provocadas pelo peso próprio do carrinho (Mathivat 1979).

A substituição das vigas superiores por vigas laterais surge para permitir maior liberdade na zona de construção. Desta forma consegue-se maior velocidade de execução principalmente porque é possível introduzir elementos previamente montados tais como armaduras e cabos de pré-esforço (Mathivat 1979).

A última solução apresentada trata-se dos carrinhos autoportantes que, em vez de atribuir a sua resistência às vigas, tem um molde extremamente rígido praticamente indeformável. Assim, é possível evitar os problemas de fissuração das aduelas por deformação dos carrinhos tradicionais, a obstrução das zonas de trabalho e ainda dificuldades no controlo e correção de geometria do tabuleiro (Mathivat 1979).

O processo comum na execução de cada aduela consiste em:

- movimento do carrinho para aduela i e ajuste de cofragem (Fig22 a))
- colocação de armaduras, cabos e barras de pré-esforço
- esticamento do tirante da aduela anterior (Fig22 b))
- betonagem aduela i (Fig22c))
- aplicação de pré -esforço na aduela i (Fig22 d))

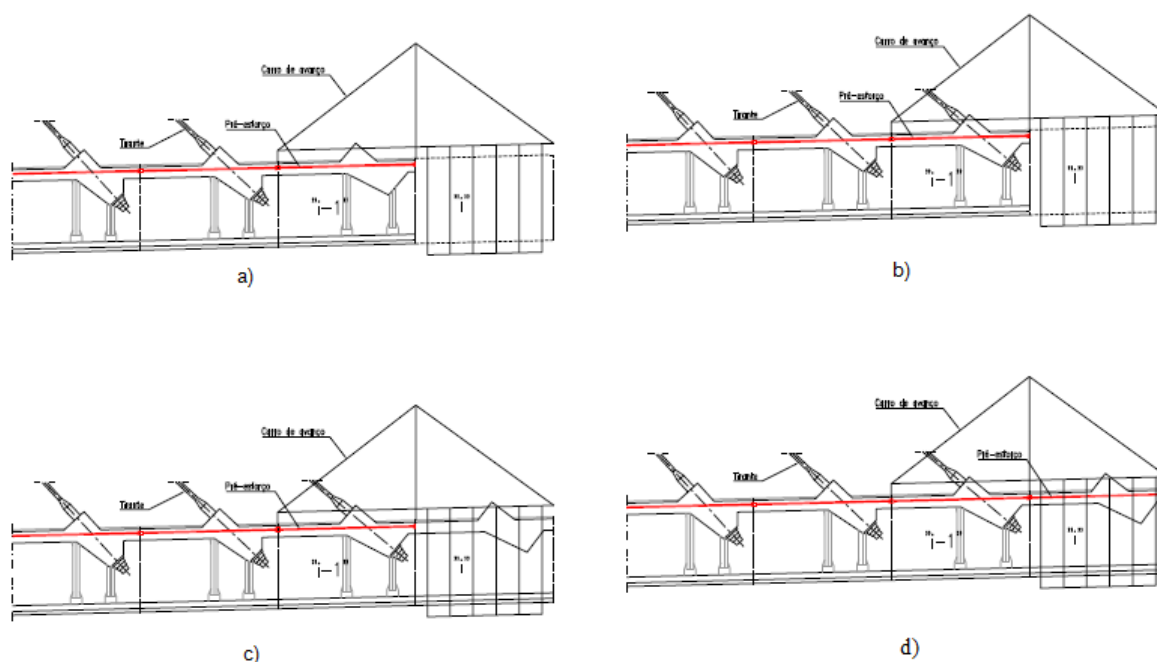


Fig22. Fases tipo de cada aduela

2.3.2. PRÉ-FABRICADO

Como já foi referido, o uso de aduelas pré-fabricadas tem custos altos devido à necessidade da construção de grandes estaleiros. Porém, quando justificável, o uso de betão pré-fabricado tem algumas vantagens em relação à betonagem "in situ". Para além das já referidas, relacionadas com a velocidade construtiva, permite ainda evitar os problemas de pré-esforçar betão em idade jovem, visto que quando colocados em obra já passaram cerca de uma a duas semanas desde a betonagem. Ainda, evitam-se as adversidades das condições climáticas no dia de betonagem, evitam-se parte das questões relacionadas com a retração e também as deformações diferidas devido ao efeito de fluência são minimizadas. Por último, o controlo mais rigoroso associado à fabricação em condições semi-industriais garantem melhor qualidade e regularidade nas propriedades do material. Uma característica na assemblagem de aduelas pré-fabricadas é a necessidade de aplicar resinas epóxi nas juntas de forma a lubrificar as superfícies de contacto e compensar imperfeições geométricas que possam existir. Na fase de funcionamento serve essencialmente para impermeabilização (Mathivat 1979).

Relativamente aos métodos de colocação destacam-se o uso de grua localizada no terreno, equipamento de içamento móvel acoplado à estrutura ou ainda vigas de lançamento. Apesar das limitações de adaptação das gruas ao tipo de terreno e altura da ponte, quando é possível usá-las é o método mais simples e económico (Fig23). É ainda um método seguro visto que não tem estruturas provisórias para proceder à colocação das aduelas. A principal vantagem é não causar cargas adicionais no tabuleiro (Benaim 2008).

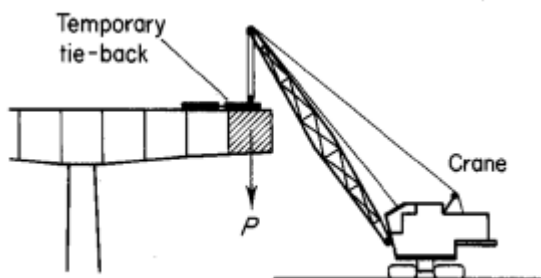


Fig23. Avanços sucessivos com recurso a grua

O equipamento de içamento móvel (Fig24) está apoiado no próprio tabuleiro e tem um sistema mecânico de ganchos que permite levantar as aduelas que são fornecidas por terra ou mar. A dificuldade principal deste método está na construção das duas ou três primeiras aduelas até ser possível montar o equipamento. Por esta razão, por vezes essas aduelas são colocadas por meio de grua ou então são betonadas "in situ" (Mathivat 1979).

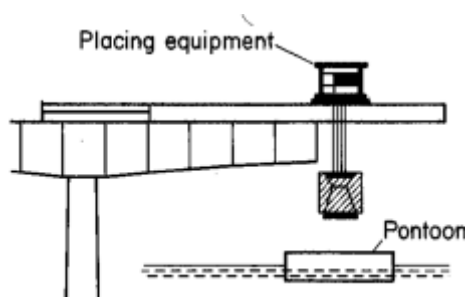


Fig24. Avanços sucessivos com recurso a içamento

O sistema de viga de lançamento tem como principais vantagens a velocidade de construção que pode atingir, pouco ou nenhum constrangimento na zona do solo e adaptabilidade a qualquer tipo de terreno. Por outro lado, a conceção, testes, construção e colocação em obra são os maiores inconvenientes neste método construtivo (Benaïm 2008). O funcionamento destas vigas metálicas é essencialmente dividido em três fases. Primeiro o equipamento está com o apoio traseiro na última aduela construída na fase anterior, por onde chegam os segmentos a colocar, e com a zona central da viga apoiada em cima do pilar (Fig25 a)). Esta é a posição de colocação das aduelas em consola. A segunda fase é a colocação da aduela 0 sobre o pilar seguinte sendo que para isso a viga se desloca de forma a ficar com a parte da frente no alinhamento do pilar e recorre a um apoio provisório nessa zona. Para além disso está apoiada na zona central numa aduela a meio vão e tem ainda o apoio traseiro perto do pilar anterior (Fig25 b)). Por último, a viga volta a avançar sendo que está apenas apoiada na parte traseira e no apoio auxiliar sobre o pilar que permite o deslizamento do equipamento até a zona central conseguir apoiar no pilar e assim voltar a repetir o processo de colocação de aduelas (Fig25 c)) (Mathivat 1979).

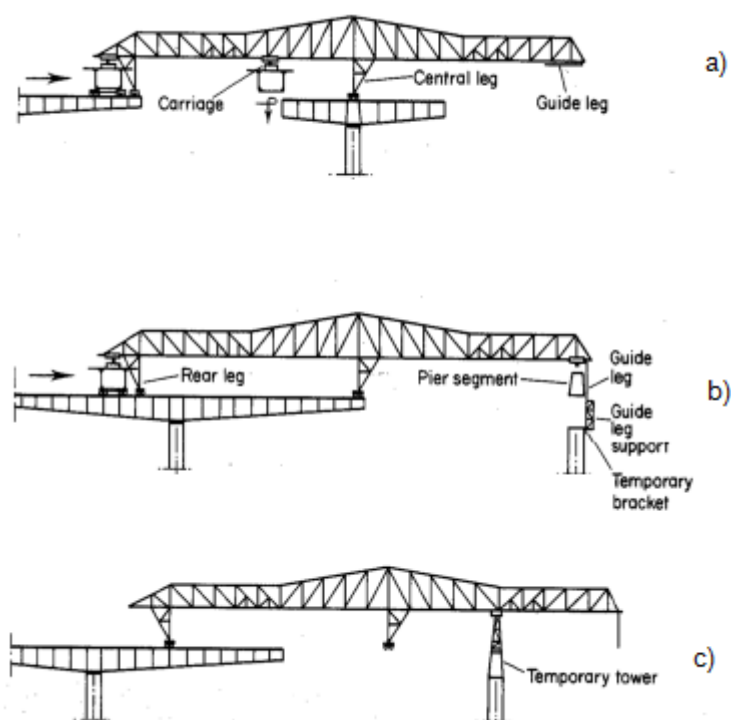


Fig25. Fases de construção com viga de lançamento (Mathivat 1979)

2.3.3. PRÉ-ESFORÇO

A definição do pré-esforço deve ser feita tendo em consideração duas fases. Primeiro, é necessário considerar o pré-esforço a introduzir no faseamento construtivo de forma a controlar as consolas. Note-se que nesta fase os momentos que surgem no tabuleiro são sempre negativos. Depois, após o fecho da estrutura, o sistema altera e passa a funcionar como viga contínua o que significa que cargas aplicadas após a conclusão da estrutura provocam momentos com diagrama completamente diferente. Assim, o pré-esforço considerado para o faseamento construtivo tem que sobretudo contrariar o efeito do peso próprio e equipamento construtivo. O efeito de sobrecargas e cargas permanentes aplicadas posteriormente devem ser consideradas noutra análise o que resulta noutro traçado de pré-esforço. Para a obtenção deste traçado é preciso ter em conta os efeitos da fluência que são responsáveis pela aproximação dos momentos no fim da construção com aqueles que se obteriam com cimbra perfeito, contudo, este efeito está dependente da quantidade e idade de aplicação do pré-esforço, o que torna este processo iterativo. Visto que a fase antes do fecho produz os maiores momentos negativos e uma análise considerando cimbra perfeito confere momentos positivos máximos, então é possível criar uma envolvente extrema que permite arrancar com o processo (Manterola 2003).

A organização do traçado de pré-esforço em pontes atirantadas construídas por avanços sucessivos pode ser estudada como se fosse uma ponte de tramos contínuos feitos com o mesmo método. Como se disse, ao longo da construção os momentos que se verificam nas consolas são sempre negativos e vão aumentando à medida que a construção vai progredindo. Assim, o pré-esforço necessário na fase de construção são cabos na parte superior que ligam cada par de aduelas em lados opostos do pilar (Fig26). É possível ainda utilizar barras em vez de cabos sendo que estes em vez de terem ancoragens são sucessivamente acoplados ao longo das várias aduelas (Benaim 2008).

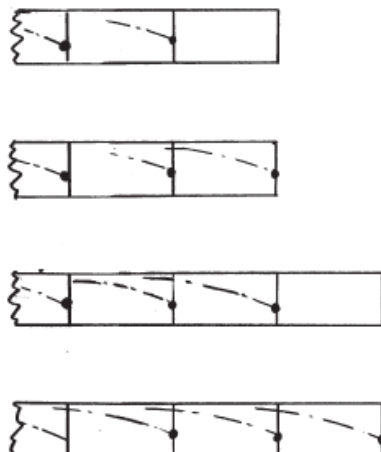


Fig26. Traçado tipo de pré-esforço para fase construtiva

Quando concluído o fecho central há uma sobreposição grande de cabos de pré-esforço superior na zona do pilar o que é geralmente suficiente para o dimensionamento a longo prazo da ponte (Manterola 2003). A diferença das pontes contínuas e as pontes atirantadas é que o pré-esforço aplicado em cada aduela é apenas o necessário para permitir a construção e compensar as deformadas causadas pelo peso próprio do betão e do carrinho de avanços. Quando se usa segmentos pré-fabricados é necessário especial cuidado na aplicação do pré-esforço para garantir que não há aberturas nas ligações entre as diferentes aduelas devido a variações de temperatura. A aplicação dos tirantes nas sucessivas aduelas reproduz o efeito do pré-esforço no caso anterior, isto é, gera forças de compressão no tabuleiro que aumentam quanto mais próximo do mastro se estiver. Pré-esforço longitudinal adicional aos tirantes é apenas necessário na zona de fecho visto que se trata do local com momentos positivos maiores durante o funcionamento da estrutura e nessa zona não haver o efeito de compressão gerado pela componente horizontal da força dos tirantes (Fig27). Assim é necessário a aplicação de pré-esforço inferior nas aduelas mais centrais (Leonhardt 1987).

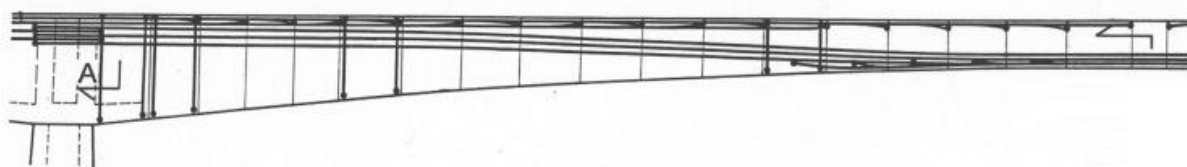


Fig27. Traçado tipo de pré-esforço final

As forças de compressão não são iguais ao longo da aduela devido à trajetória de forças ser aproximadamente um cone a 45° provocando tensões transversais (Chen e Duan 2000). Por esta razão e pela flexão transversal deve-se reforçar o tabuleiro com pré-esforço transversal. Quando a secção é em caixão para conferir rigidez à torção em cenários em que há apenas um plano de cabos é fundamental maior nível de pré-esforço transversal pois no caso de fissuração a rigidez fica substancialmente comprometida (Leonhardt 1987).

3

MODELAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE PONTES

3.1. EFEITOS DIFERIDOS DOS MATERIAIS

O estudo das propriedades do betão e do aço e a análise do comportamento ao longo do tempo devido ao histórico de carregamentos é fundamental para ter um modelo capaz de reproduzir da melhor forma possível a estrutura real. Dado o processo construtivo levar a que vários segmentos da obra tenham betões com idades diferentes, solicitados em alturas diferentes da sua existência e para além disso provocar alterações no sistema estrutural, a inclusão no modelo de leis de retração e fluência do betão e relaxação do aço é determinante para poder projetar corretamente os esforços e deformações no tempo.

3.1.1. BETÃO

Fatores como a temperatura, humidade, tipo de cimento e dimensão do elemento fazem alterar não só a trajetória da evolução das propriedades do betão tal como a resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, mas também a suscetibilidade a efeitos de retração e fluência.

A deformação do betão pode ser vista como a conjugação de quatro fatores sendo eles divididos em componentes mecânicas-deformação elástica, $\varepsilon_{ei}(t)$, e por fluência $\varepsilon_{ec}(t)$ - e componentes não mecânicas - deformação por retração, $\varepsilon_{es}(t)$, e térmica $\varepsilon_{eT}(t)$. As componentes mecânicas dependem da tensão instalada enquanto as não mecânicas são independentes desta.

3.1.1.1. Maturação

A evolução da resistência é característica de cada betão logo o ideal é realizar ensaios para determinar essas funções de evolução. Contudo, as normas propõem expressões que consideram diversos fatores que fazem variar o endurecimento do betão e assim permitem estimar de forma genérica o comportamento. A Norma Europeia NP EN 1992-1-1 (EC2) refere que tanto a resistência à compressão e tração como o módulo de elasticidade numa idade t do betão é dependente duma função β_{cc} que varia conforme o tipo de cimento utilizado e a classe de betão. Essa função é então dada por:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1 - (\frac{28}{t})^{0,5})} \quad (3.1)$$

t -Idade do betão expressa em dias

s- Fator que depende do tipo de cimento:

0,2 para CEM 42,5R ou 52,5 (classe R)

0,25 para CEM 32,5R ou 42,5 (classe N)

0,38 para CEM 32,5N (classe S)

Com R, N e S como letra representativa de endurecimento rápido, normal ou lento.

A resistência à compressão é dada por:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.2)$$

f_{cm} - Valor médio da resistência do betão aos 28 dias em MPa

e a resistência à tração é dada por:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.3)$$

$\alpha=1$ para $t > 28$ dias

$\alpha=2/3$ para $t \leq 28$ dias

o módulo de elasticidade é:

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.4)$$

3.1.1.2. Fluência

A fluência consiste no aumento da deformação de um material para uma tensão constante. Para além dos fatores referidos anteriormente, a idade do betão no momento do primeiro carregamento em conjunto com a intensidade e duração da carga fazem alterar o comportamento devido à fluência (CEN 2010). A análise deste efeito pode ser tomada pela expressão que relaciona a deformação instantânea do betão com a deformação por fluência através de um coeficiente φ , desde que a tensão na idade do primeiro carregamento não seja superior a $0,45f_{ck}$

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t, t_0) \varepsilon_{c,i} \quad (3.5)$$

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência

ε_{cc} - Extensão devido a fluência

$\varepsilon_{c,i} = \sigma_{c,0} / E_{c,28dias}$ - Extensão por deformação elástica

t_0 - Idade de aplicação da tensão $\sigma_{c,0}$

t - Idade no qual se pretende o coeficiente de fluência

Caso a tensão inicial do betão ultrapasse o limite referido, o coeficiente de fluência deve ser calculado tendo em conta a não linearidade da fluência, sendo dado por:

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) e^{(1,5(k_\sigma - 0,45))} \quad (3.6)$$

$\varphi_{nl}(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência não linear

$k_\sigma = \sigma_c / f_{ck}(t_0)$ - Razão tensão-resistência em que σ_c é a tensão de compressão e $f_{ck}(t_0)$ é a resistência à compressão no momento do primeiro carregamento

Quanto mais jovem for o betão no momento do primeiro carregamento, não só a deformação elástica será maior devido ao menor tempo de endurecimento, como também a deformação por fluência será superior (Fig28).

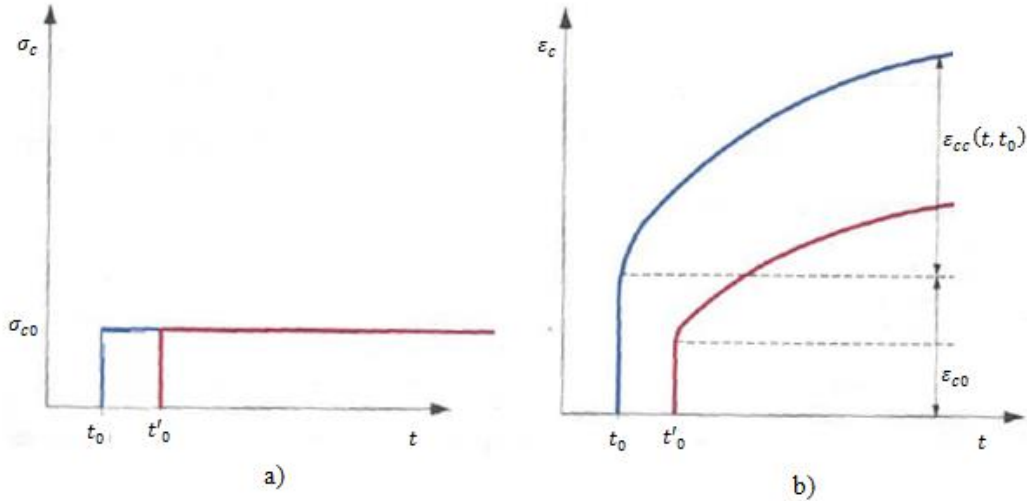


Fig28. Variação da tensão ao longo do tempo para betão comprimido em idades diferentes a); Variação da extensão ao longo do tempo para betão comprimido em idades diferentes b) (Appleton 2013)

A dificuldade na avaliação dos efeitos de fluência para as tensões referidas anteriormente está na determinação do coeficiente de fluência. O EC2 apresenta figuras que permitem determinar de forma aproximada valores do coeficiente de fluência para temperaturas compreendidas entre -40°C e 40°C e humidades relativas de 50% e 80%. No entanto, o anexo B permite obter de forma mais exata o valor do coeficiente tendo em conta os vários fatores que intervêm na determinação do coeficiente.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.7)$$

com,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.8)$$

φ_{RH} é o fator que tem em conta a humidade relativa e pode ser calculado pelas expressões:

$$\begin{cases} \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} & \text{para } f_{cm} \leq 35\text{MPa} \\ \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{para } f_{cm} > 35\text{MPa} \end{cases} \quad (3.9)$$

RH - Humidade relativa do meio ambiente, em %

$\beta(f_{cm})$ - Fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.10)$$

f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias

$\beta(t_0)$ - Fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência, com t_0 a ser corrigido caso temperatura ambiente diferente de 20°C ou tipo de cimento diferente de N

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} \quad (3.11)$$

h_0 - Espessura equivalente do elemento, em mm:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.12)$$

A_c - Área da secção transversal

u - Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente

$\beta_c(t, t_0)$ - Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que pode ser estimado por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.13)$$

t - Idade do betão, em dias, na data considerada

t_0 - Idade do betão, em dias, não corrigida à data do carregamento

β_H - Coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm):

$$\begin{cases} \beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 & \text{para } f_{cm} \leq 35 \\ \beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 & \text{para } f_{cm} \geq 35 \end{cases} \quad (3.14)$$

α_3 é um fator que tem em conta a resistência do betão

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.15)$$

A influência da temperatura, dentro do intervalo 0°C a 80°C, pode ser tida em conta na maturação do betão corrigindo a idade do betão:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}\right)^{13,65}} \cdot \Delta t_i \quad (3.16)$$

t_T - Idade do betão corrigida em função da temperatura que substitui t nas expressões correspondentes

$T(\Delta t_i)$ - Temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i

Δt_i - Número de dias em que se mantém a temperatura T

A influência do tipo de cimento (S, N ou R) no coeficiente de fluência é considerado corrigindo no fator $\beta(t_0)$ o valor de t_0 por:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.17)$$

em que:

$t_{0,T}$ - Idade do betão corrigido em função da temperatura dada pela expressão(3.16)

α - Expoente função do tipo de cimento

-1 para cimento classe S

0 para cimento classe N

1 para cimento classe R

3.1.1.3. Retração

A retração é a diminuição de volume do elemento independente das tensões aplicadas, ou seja, é a deformação que ocorre no betão mesmo que as tensões permaneçam nulas e não haja variação na temperatura. Este fenómeno é particularmente importante na variação das forças de pré-esforço visto que a redução de comprimento do elemento leva a perdas de pré-esforço. Ainda, quando a retração natural do elemento é impedida devido às condições de apoio provoca esforços que devem ser tidos em conta.

A retração total deriva do contributo de duas componentes. Primeiro, a extensão que ocorre essencialmente nos primeiros dias após a betonagem no processo de endurecimento do betão e que depende apenas da classe de resistência do betão chama-se retração autogénea (ε_{ca}). A variação de volume do betão resulta das reações químicas de hidratação do cimento, isto é, está relacionada com a redução da água livre nos poros do betão e é quase uniforme na espessura do elemento. Esta componente é tanto maior e mais preponderante na retração total quanto maior for a classe de resistência do betão uma vez que a razão água/cimento diminui (Appleton 2013) (CEN 2010).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.18)$$

com

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (3.19)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \quad (3.20)$$

$\varepsilon_{ca}(t)$ - Extensão retração autogénea à idade t

$\beta_{ds}(t)$ - Função que representa a evolução da retração autogénea no tempo

$\varepsilon_{ca}(\infty)$ - Extensão da retração autogénea a tempo infinito

f_{ck} - Resistência à compressão característica do betão

t - Tempo expresso em dias

A segunda parcela é a retração por secagem (ε_{cd}) que resulta da diminuição de humidade relativa no betão após o seu endurecimento. Tem uma evolução lenta ao longo do tempo e não uniforme ao longo da peça sendo que ocorre primeiro nas camadas exteriores. O modelo analisado nesta secção considera o encurtamento médio da secção não considerando as tensões que ocorrem devido a esta não uniformidade. Ao contrário da retração autogénea este fenómeno tem maior relevância em betões correntes, com menor resistência, visto que a razão água/cimento é superior. Esta componente para além da resistência do betão depende também da espessura equivalente e da humidade relativa. A variação é então dada pela expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.21)$$

com,

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt[3]{h_0^3}} \quad (3.22)$$

sendo,

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.23)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \frac{RH}{RH_0} \right]^3 \quad (3.24)$$

$\varepsilon_{cd}(t)$ - Extensão retração secagem à idade t

$\beta_{ds}(t, t_s)$ - Função que representa a evolução da retração secagem no tempo

t - Tempo expresso em dias

t_s - Idade do betão no início do processo de retração (fim do período de cura)

k_h - Coeficiente que depende da espessura do elemento (Tabela 1)

Tabela 1. Valores de k_h para diferentes espessuras equivalentes h_0

h_0	k_h
100	1
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

h_0 - Espessura equivalente (3.12)

$\varepsilon_{cd,0}$ - Retração de secagem de referência

f_{cm} - Resistência à compressão média do betão (MPa)

f_{cm0} - 10 (MPa)

α_{ds1} - Coeficiente que depende do tipo de cimento

3 para cimento classe S

4 para cimento classe N

6 para cimento classe R

α_{ds2} - Coeficiente que depende do tipo de cimento

0,13 para cimento classe S

0,12 para cimento classe N

0,11 para cimento classe R

RH - Humidade relativa ambiente (%)

RH_0 - 100 (%)

A retração total (ε_{cs}) é então a soma da retração autógena com a retração de secagem

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_d \quad (3.25)$$

3.1.2. Aço

3.1.2.1. Relaxação

A relaxação é definida como a diminuição da tensão instalada quando a deformação e a temperatura se mantêm constantes. É uma propriedade que depende do tipo de aço e da tensão inicial instalada sendo que será tanto maior quanto maior for essa tensão inicial (Brondum-Nielsen 1973). O EC2 define três classes de relaxação dependendo do tipo de aço sendo elas:

Classe 1: fios ou cordões - relaxação normal - $\rho_{1000}=8\%$

Classe 2: fios ou cordões - baixa relaxação - $\rho_{1000}=2,5\%$

Classe 3: barras laminadas a quente e com tratamento complementar - $\rho_{1000}=3\%$

Para cada uma destas classes o valor ρ_{1000} representa a perda devido à relaxação (em %) às 1000h depois da aplicação de pré-esforço com uma tensão inicial igual a 70% da tensão de rotura e a uma temperatura média de 20°C. Os valores indicados em cima são os recomendados pelo EC2, porém podem ser substituídos por valores indicados nos certificados de ensaio dos fabricantes. As perdas devido à relaxação são definidas pelo EC2 como uma relação entre a variação da tensão de pré-esforço e a sua tensão inicial sendo que cada classe tem uma dada expressão:

$$\text{classe 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad (3.26)$$

$$\text{classe 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad (3.27)$$

$$\text{classe 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad (3.28)$$

$\Delta\sigma_{pr}$ - Valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação

σ_{pi} - Para pós-tensão é o valor absoluto da tensão inicial de pré-esforço

- Para pré-tensão é a tensão de tração máxima aplicada nas armaduras de pré-esforço deduzidas as perdas instantâneas que ocorrem durante as operações de pré-esforço

t - Tempo depois da aplicação de pré-esforço (em horas). Considerar $t=500000h$ (≈ 57 anos) para perdas a tempo infinito

μ - Relação entre a tensão inicial de pré-esforço e o valor da resistência à tração do aço (σ_{pi}/f_{pk})

3.2. REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM ESTRUTURAS EVOLUTIVAS

O histórico de carregamento da estrutura devido ao peso próprio, pré-esforço, fluência, retração, relaxação ou outras cargas temporárias assim como as alterações no sistema estrutural durante o faseamento construtivo alteram os esforços instalados no betão em fase de serviço da estrutura (Brondum-Nielsen 1973). A construção por avanços sucessivos é um caso onde a distribuição de esforços durante o faseamento construtivo é drasticamente diferente da distribuição de esforços durante o funcionamento da estrutura. Enquanto não são executados os fechos laterais e central, todas as cargas aplicadas, geralmente peso próprio dos materiais, pré-esforço e peso de equipamentos construtivos, atuam num sistema estrutural de consola em que os momentos gerados são sempre negativos. Quando são feitos os fechos, então as cargas aplicadas após esse momento irão produzir momentos correspondentes a uma viga contínua, isto é, momentos negativos nos apoios e positivos a meio vão. Para além disso, durante a construção a estrutura é isostática o que permite à estrutura liberdade de deformação sob efeitos de retração e variação de temperatura. Assim, esses fenómenos não produzem esforços na estrutura, algo que não acontece quando passa a ser contínua pois o impedimento das deformações naturais causa esforços. Em relação à aplicação do pré-esforço também se pode afirmar que para o mesmo traçado, mas aplicado em alturas diferentes, resulta em distribuição de momentos distintos. Enquanto aplicado na fase em consola os momentos podem ser facilmente calculados através da excentricidade em relação ao eixo da secção $M=Pe$. Quando a estrutura é contínua o pré-esforço além do sistema isostático autoequilibrado tem outro sistema autoequilibrado formado pelos esforços hiperstáticos e as reações geradas nos apoios. Como se verifica por estas ideias, é diferente analisar a estrutura como se fosse construída instantaneamente ou considerar as várias fases da sua história.

Um fator importante que intervém na evolução das tensões é o comportamento viscoelástico dos materiais, em particular o efeito da fluência do betão. Ela atua no sentido de uniformizar os momentos existentes no final da construção com aqueles que seriam obtidos com um cimbra perfeito. Isto acontece pois as deformações resultantes da aplicação das cargas no primeiro sistema estrutural vão progressivamente aumentando devido à fluência (Fig29 a)). Este efeito diferido sob cargas

permanentes é apenas parcialmente reversível no caso de descarregamento sendo que essa capacidade de recuperação depende da idade do betão no primeiro carregamento. Esta recuperação parcial é possível pois o descarregamento da estrutura funciona como uma força aplicada no sentido contrário, ou seja, provoca um deslocamento instantâneo de sentido contrário aquele que estava a acontecer (Fig29 b)). Em consequência, há uma redução progressiva das extensões ao longo do tempo sendo que não é tão preponderante como a deformação diferida verificada para o carregamento inicial. Este caso é particularmente relevante por exemplo para cargas constantes ao longo da construção tais como carrinhos de avanços pois a altura em que é feita a desmontagem pode ter influência no comportamento diferido do betão (Nawy 2009).

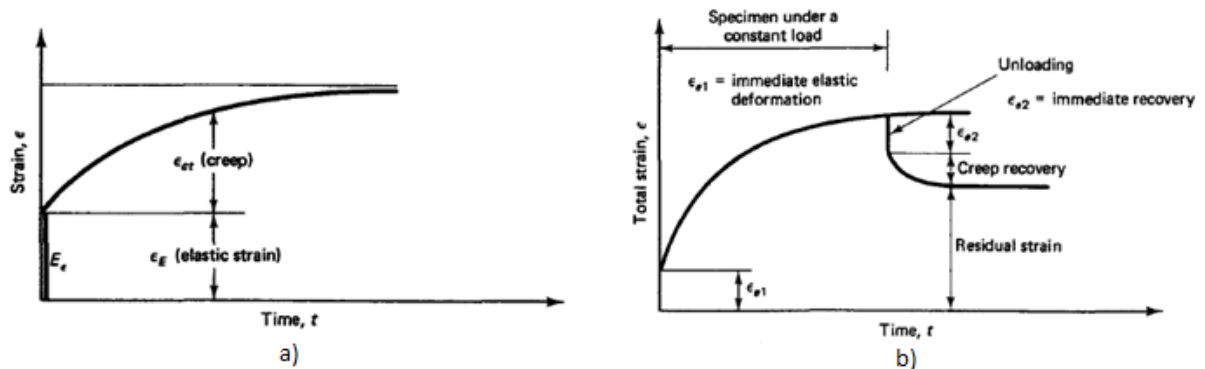


Fig29. Evolução das extensões ao longo do tempo: devido a carregamento inicial a); alteração devido a descarga b)

Considere-se um cenário simples de dois segmentos em consola encastrados em que numa fase posterior se faz a betonagem e fecho do tramo. Devido ao peso próprio, a deformação descendente diferida que estava a acontecer no primeiro sistema estrutural, após a alteração tenta manter o mesmo comportamento. Contudo, após a alteração no sistema estrutural, devido à compatibilidade de rotação necessária no local de continuidade essas deformações por fluência provocam momentos positivos na estrutura o que faz com que o diagrama no final da construção sofra uma translação, ao longo do tempo, de forma a reduzir os momentos negativos nos apoios e aumentar os momentos positivos a meio vão (Fig30). O mesmo cenário aconteceria no caso de os dois segmentos não terem peso próprio e serem pré-esforçados. Neste caso a deformação elástica seria no sentido ascendente assim como as deformações por fluência. Após o fecho central, as deformações diferidas provocam momentos negativos o que leva a um aumento do momento negativo a meio vão e diminuição do momento positivo nos apoios (Benaïm 2008).

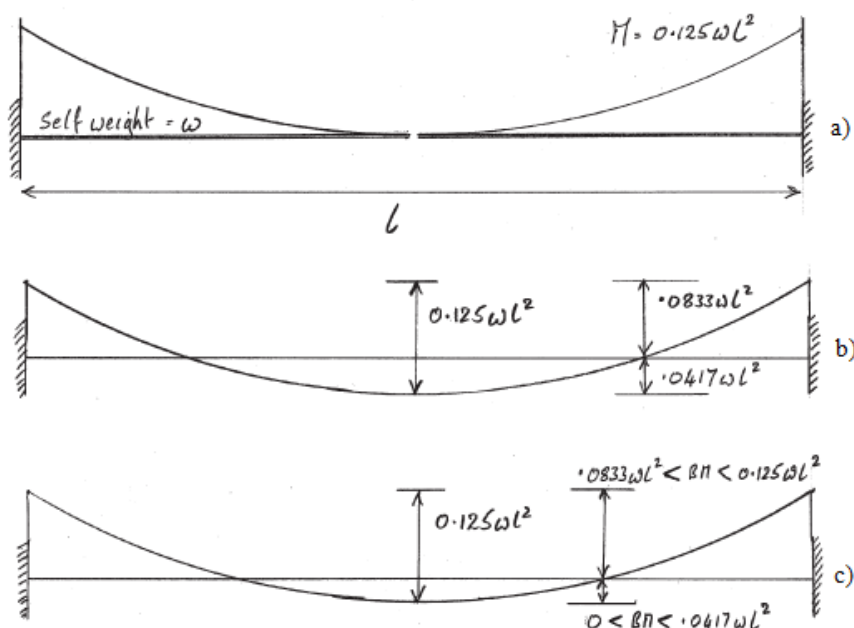


Fig30. Variação dos momentos num tramo bi-encastado: antes do fecho a); caso de cimbra perfeito b); a longo prazo considerando faseamento construtivo e efeito da fluência c) (Benaim 2008)

Numa estrutura real em que o peso próprio atua em simultâneo com o pré-esforço então a análise deve ser feita tendo em conta a combinação dos dois efeitos. Assim, facilmente se percebe que o pré-esforço tem uma presença importante na redução dos efeitos de fluência. Apesar de se saber que cada vez mais, devido às exigências na velocidade construtiva, a aplicação do pré-esforço acontece em idades muito jovens do betão o que aumenta o coeficiente de fluência, a sua aplicação tem o objetivo de diminuir os momentos devido às cargas na fase construtiva. Desta forma, após a alteração do sistema estrutural, no caso ideal os únicos esforços existentes têm a distribuição da estrutura final cancelando dessa forma grande parte dos efeitos de fluência (Benaim 2008).

A fluência não atua apenas quando há alterações no sistema estrutural. Também tem relevância quando há restrição de forças em estruturas hiperstáticas sejam elas devido a assentamentos de apoio, variações de temperatura ou retração. Sendo a estrutura isostática, apesar de existirem deformações, essas solicitações não provocam esforços. Contudo, se houver redundância de apoios e os movimentos naturais provenientes de cada causa forem impedidos, geram-se esforços na estrutura e a fluência atua novamente no sentido de repor o estado natural de tensões. As tensões que se geram têm a função de restabelecer o estado de equilíbrio perturbado pela introdução de deformações impostas sendo que elas são proporcionais à rigidez dos elementos. Com a diminuição da rigidez ao longo do tempo devido à fluência, ou à fissuração, esses esforços têm tendência a diminuir e regressarem ao estado existente antes da deformação (Rusch, Jungwirth e K. Hilsdorf 1983). A redução dos momentos elásticos devido à fluência depende da velocidade com que acontecem as restrições (Fig31). Ou seja, enquanto assentamentos diferenciais em areias e deformações por pré-esforço se podem considerar efeitos quase instantâneos ou muito rápidos, quando se trata de assentamentos em argilas ou fenómenos de retração tem que se considerar o seu efeito gradual ao longo do tempo. Em deformações rápidas todo o efeito que resulta daí é automaticamente instalado na estrutura, contudo, a fluência encarrega-se ao longo do tempo de reduzir esses esforços de forma a que a nova configuração da estrutura seja o seu estado

normal, isto é, anular esses esforços. Quando as deformações são impostas de forma gradual, então o seu ritmo passa a ser semelhante com a função de fluência. Dessa forma, apesar de nunca se atingir o momento elástico a tempo infinito que seria espectável para a deformação final sem fluência, os momentos instalados a longo prazo serão superiores aos do caso anterior (Menn 1990) (Schlaich e Scheef 1982).

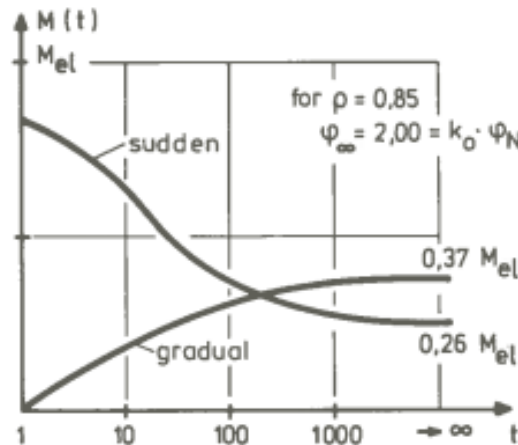


Fig31. Evolução dos momentos devido a assentamentos instantâneos e graduais (Schlaich e Scheef 1982)

As variações das deformações e dos esforços estão diretamente relacionadas com o coeficiente de fluência do betão. Quanto maior for esse valor maior será a deformação por fluência quando comparada com a deformação instantânea, ou seja, maior impacto terá a fluência e mais o diagrama de momentos a tempo infinito se aproximará com o diagrama do cimbria perfeito (Benaim 2008). A influência deste efeito viscoelástico não pode ser vista como um fator positivo nem negativo, isto é, em alguns casos é bom ter betão com fluência alta mas noutros isso é desvantajoso. Por exemplo, quando os esforços são causados por deformações devido a retração, variação de temperatura ou assentamentos de apoio, maior fluência é muitas vezes vantajoso pois a menor rigidez permite que a estrutura seja capaz de se adaptar a esses cenários. Contudo, quando as deformações são intencionais para reduzir os esforços nas estruturas então é preferível um betão com baixa fluência para que os momentos, ao longo do tempo, não regressem aos valores iniciais como se verifica no exemplo ilustrado na (Fig32) (Rusch, Jungwirth e K. Hilsdorf 1983).

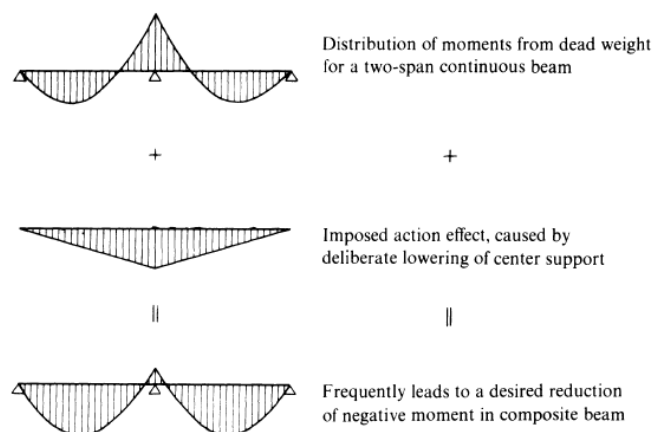


Fig32. Variação do diagrama de momentos devido a deformação imposta para reduzir momentos no apoio intermédio (Rusch, Jungwirth e K. Hilsdorf 1983)

A análise da distribuição de esforços e tensões é prevista no EC2 sendo que são propostos vários tipos de análise conforme os recursos disponíveis e capacidade de cálculo. A primeira hipótese é mais completa (cláusula KK.3), geralmente incluída nos programas de cálculo, baseia-se no princípio de sobreposição de Boltzman em que a análise é feita através de incrementos de tempo. Este princípio diz que extensões resultantes de incrementos de tensões em intervalos de tempo aleatórios podem ser sobrepostos no calculo da extensão resultante, isto é, a extensão num dado tempo (t) pode ser determinada por (Menn 1990):

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_0 \cdot \frac{1}{E_c(\tau_0)} \cdot [1 + \varphi(t, \tau_0)] + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot \frac{1}{E_c(\tau_i)} \cdot [1 + \varphi(t, \tau_i)] \quad (3.29)$$

$\varepsilon_c(t)$ - Extensão do betão no instante t

$E_c(\tau_0)$ - Módulo do betão no instante inicial

$E_c(\tau)$ - Módulo do betão no instante τ

τ - Instante de aplicação da tensão

$\Delta\sigma_i$ - Incrementos de tensão

$\varphi(t, \tau_i)$ - Coeficiente de fluência

considerando incrementos infinitesimais e acrescentando extensão por componentes não mecânicas ($\varepsilon_{cn}(t)$) pode-se escrever:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_0 \cdot \frac{1}{E_c(\tau_0)} \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] + \int_{\tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E_c(\tau)} \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] d\tau + \varepsilon_{cn}(t) \quad (3.30)$$

A forma mais usual de escrever esta expressão contém o conceito de função de fluência $J(t, \tau_0)$, que representa a extensão total provocada por uma tensão unitária (Beton 1993):

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_c(28)} \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_0 \cdot J(t, \tau) + \int_{\tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot J(t, \tau) d\tau + \varepsilon_{cn}(t) \quad (3.32)$$

O EC2 1992-2 cláusula KK.7 propõem uma expressão simplificada que permite rapidamente prever os esforços esperados a longo prazo considerando os esforços obtidos no final da fase construtiva (esquema estrutural inicial) e os esforços obtidos caso a estrutura tivesse cimbra perfeito. Esta expressão tem ainda em conta a variação do coeficiente de fluência do betão a tempo infinito em relação ao que existe no momento de alteração de sistema estrutural assim como considera outro coeficiente de fluência a tempo infinito para um betão carregado pela primeira vez após a alteração de sistema estrutural.

$$S_{\infty} = S_0 + (S_c - S_0) \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 - \chi \varphi(\infty, t_c)} \quad (3.33)$$

S_{∞} - Forças internas a longo prazo

S_0 - Forças internas no final do processo construtivo

S_c - Forças internas com construção de cimbra perfeito

t_0 - Idade do betão no primeiro carregamento

t_c - Idade do betão no momento de alteração do sistema estrutural

χ - coeficiente de envelhecimento - tem em conta a diferença dos efeitos de fluência para tensões geradas de forma rápida e lenta (Menn 1990). Apesar da fluência ter mais preponderância em deformações rápidas a diferença pode ser negligenciada e tomar, simplificada, o valor por uma constante sendo que 0,8 é um valor razoável aconselhado pelo EC2 (cláusula KK.6)

Esta expressão pode ser aplicada tanto a esforços como a tensões na secção transversal.

3.3. ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.3.1. ELEMENTOS DE VIGA INTEGRADOS NUMERICAMENTE

O método dos elementos finitos, MEF, tem como objetivo determinar o estado de tensão e deformação de elementos. Para isso recorre a um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples de forma a substituir o integral num domínio complexo (A. F. Azevedo 2003).

A integração numérica, ou quadratura, surge como um recurso matemático para facilitar e agilizar o processo de cálculo de integrais visto que por vezes a resolução analítica é muito complicada. Dois dos métodos mais conhecidos são a quadratura de Gauss e a regra de Simpson. Enquanto que o primeiro avalia a função a integrar em locais específicos, pontos de Gauss, e atribui às ordenadas desses pontos certo peso permitindo estimar o integral no intervalo de $[-1;1]$ (3.34), o segundo divide o intervalo de integração em tantos intervalos quanto os necessários, sempre número par, avalia a função nos pontos correspondentes e depois através da equação da regra composta de Simpson (3.35) obtém uma aproximação do integral.

$$\int_{-1}^1 f(x) dx \approx \sum_{i=1}^n w_i f(x_i) \quad (3.34)$$

$$\int_a^b f(x) dx \approx \frac{h}{3} \left[f(x_0) + 2 \sum_{i=1}^{\frac{n}{2}-1} f(x_{2i}) + 4 \sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} f(x_{2i-1}) + f(x_n) \right] \quad (3.35)$$

Estes métodos por vezes são apenas aproximações do integral real que se pretende. Contudo, dada a possibilidade de aumentar tanto o número de pontos de Gauss como o número de intervalos na regra de Simpson é possível ajustar de forma bastante razoável o resultado ao grau de precisão pretendida.

Em elementos finitos, a interpolação do campo de deslocamentos para a avaliação das coordenadas de cada ponto é feita através de funções de forma. As funções de forma, geralmente funções polinomiais, têm a característica de ter valor unitário no próprio ponto e anular-se nos restantes. Facilmente se percebe que quanto mais pontos tiver o elemento finito melhor é a aproximação ao movimento real e melhor são os resultados obtidos pois o grau do polinómio capaz de verificar as condições impostas pelos graus de liberdade em cada ponto é cada vez maior (A. F. Azevedo 2003).

A integração numérica pode ser feita tanto na direção longitudinal como na secção transversal. Dada a simplicidade da quadratura de Gauss, a necessidade de menos pontos de integração e a sua extensão a integrais múltiplos (3.36) é geralmente o método utilizado para a direção longitudinal. O número de pontos de Gauss a utilizar está relacionado com o grau do polinómio (n) da função a integrar, ou seja, está relacionado com o número de nós escolhido para o elemento. Qualquer que seja o polinómio, a solução do integral calculada pela quadratura de Gauss é exata quando o número de pontos de Gauss utilizado é igual ou superior a $(p+1)/2$, sendo p o grau do polinómio (A. F. Azevedo 2003).

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(x, y, z) g(x, y, z) dx dy dz \cong \sum_{i=1}^{n_x} \sum_{j=1}^{n_y} \sum_{k=1}^{n_z} W_i W_j W_k f(P_i, P_j, P_k) g(P_i, P_j, P_k) \quad (3.36)$$

Quando se pretende uma análise linear, a integração no sentido longitudinal é suficiente pois permite captar por exemplo variações na geometria da secção ao longo da barra ou variações no módulo de elasticidade. Quando se pretende efetuar análises não-lineares ou análises diferidas no tempo em que se considera os efeitos viscoelásticos e, por isso, o comportamento do material varia ao longo da secção deve existir também integração numérica ao longo da secção. Através da reformulação da matriz de elasticidade, D , é possível determinar a rigidez de cada elemento e fazer a assemblagem da matriz de rigidez, K .

É possível demonstrar pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) que

$$\int_V B^T D B dV a = \int_V N^T b dV \quad (3.37)$$

ou seja,

$$K = \int_V B^T D B dV \quad (3.38)$$

$$F = \int_V N^T b dV \quad (3.39)$$

O campo de deslocamentos, u , é obtido por interpolação dos deslocamentos nodais sendo, a , o vetor de deslocamentos nodais.

$$u = N a \quad (3.40)$$

O campo de deformações é obtido pela derivada dos deslocamentos que pode ser escrito com a introdução o conceito de matriz B , matriz de deformação, ou seja, a derivada das funções de forma:

$$\varepsilon = B a \quad (3.41)$$

Com a relação constitutiva, determina-se as tensões nos elementos.

$$\sigma = D \varepsilon \quad (3.42)$$

O cálculo da equação (3.37) permite determinar os deslocamentos nos nós sendo que no resto do elemento são obtidos através de interpolação através das funções de forma. Já a relação extensão-deslocamento pode ser avaliada em qualquer ponto, porém, como o MEF minimiza o erro nos pontos de integração é nesses pontos que é avaliada a extensão. Assim, o cálculo das tensões é apenas nesses pontos de integração e interpolada para os restantes pontos.

Assim, para ter em consideração os efeitos não lineares do material e/ou viscoelásticos é fundamental ter pontos de integração onde possa ser reavaliada a relação constitutiva. Em elementos 2D, a integração apenas é feita ao longo do eixo y da secção pois apenas há deformações no plano. Já em elementos viga 3D é necessário ter pontos de integração nas duas direcções para ter em consideração a deformação existente. Outra vantagem é a possibilidade de obter resultados em diferentes pontos da secção visto que o "output" dos programas de cálculo dá-se nos nós do elemento ou nos pontos de integração (Corp. 2012) (ANSYS 1998). Em relação ao método de integração a utilizar na secção transversal deve-se ter em consideração a localização dos pontos notáveis dos dois métodos. Como foi dito, na direcção longitudinal é preferível o uso de pontos de Gauss pois eles estão localizados em zonas intermédias aos nós do elemento. Na secção transversal, considerando um caso geral, em que é definida através da composição de varias secções/zonas de geometria simples, é preferível o uso do método de Simpson para as zonas extremas da secção pois é conveniente ter pontos de integração nas fronteiras do elemento (Fig34), algo que o método de Gauss não tem. Em zonas intermédias da secção é preferível o uso de pontos de Gauss para que não haja sobreposição de pontos de integração (Fig33). O número de pontos a utilizar deve ter em consideração a extensão da secção na direcção a integrar e o rigor pretendido sabendo que a utilização de mais pontos consegue resultados mais precisos, mas também é mais exigente e demorado em termos de processamento de cálculo (DIANA 2014).

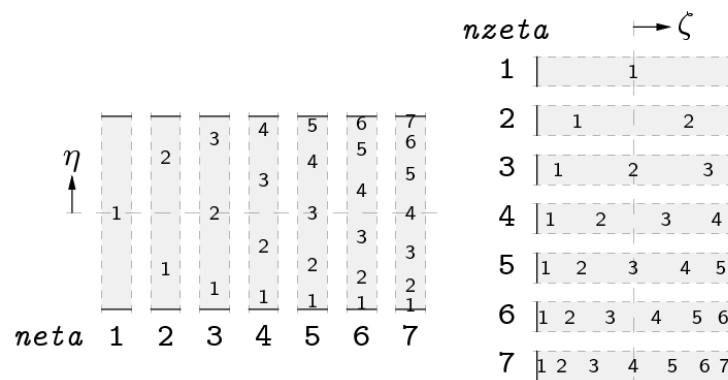


Fig33. Localização pontos de integração de Gauss

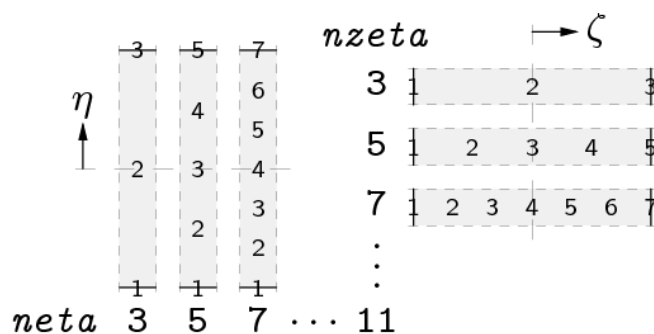


Fig34. Localização pontos de integração Simpson

Os elementos de viga são caracterizados por terem a dimensão no sentido longitudinal muito superior à dimensão transversal. Os graus de liberdade nas vigas são translações e rotações sendo que podem existir duas translações e uma rotação se a análise for em 2D (Fig35 a)) ou três translações e três rotações se for uma análise 3D (Fig35 b)). Considerando uma análise 3D o campo de deslocamentos pode então ser definido como:

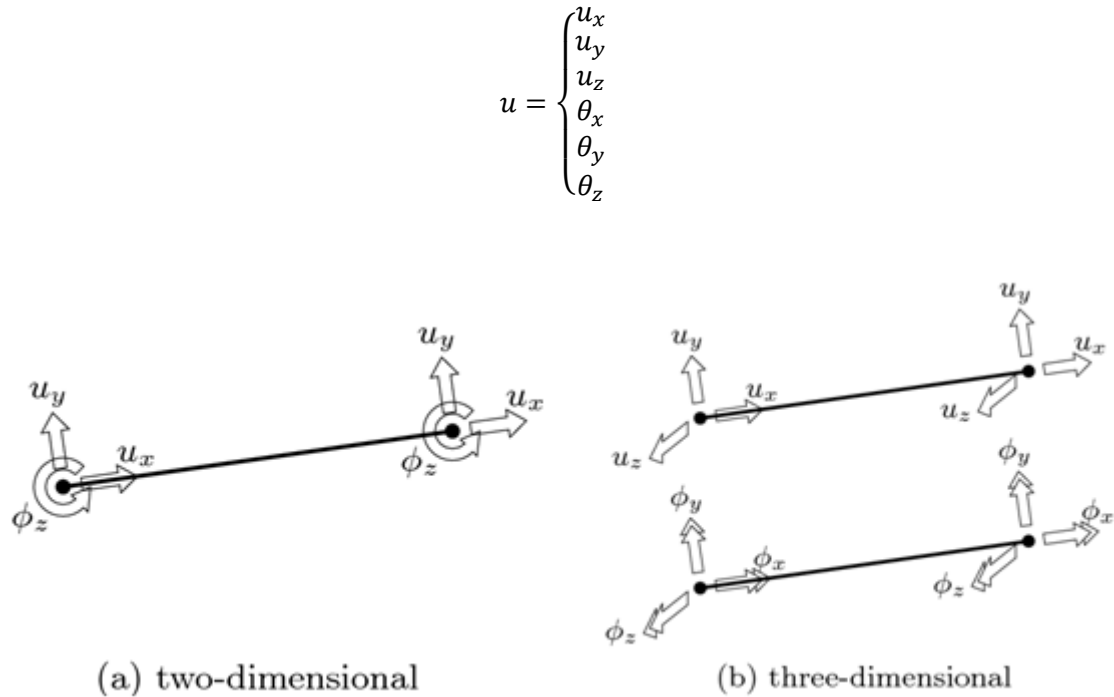


Fig35. Graus de liberdade no elemento viga 2D a) e 3D b)

O programa de cálculo DIANA oferece a possibilidade de usar elementos com integração numérica na secção transversal, sendo que para o caso em estudo foi necessário escolher elementos que tivessem esta característica. Assim, como se pretendia utilizar elementos de três nós foi necessário escolher elementos que pertencessem ao grupo de elementos de viga designados no DIANA como classe III. Este grupo de elemento de viga tem com base a teoria das placas de Mindlin-Reissner que é semelhante à teoria da viga Timonshenko. Ao contrário da viga Euler-Bernoulli estes elementos têm em consideração a deformação por corte. Assim, os graus de liberdade deslocamentos e rotação são independentes um do outro. Como a secção não se mantém perpendicular ao eixo da barra após a deformação (Fig37) então não é possível conhecer a rotação através de uma relação direta dos deslocamentos. Para além da rotação do eixo da barra calculado pela derivada do deslocamento vertical (du_3/dx_1) é necessário acrescentar a rotação devido à componente de corte (ϕ). Deste modo, a interpolação dos deslocamentos é independente da interpolação das rotações e as funções de forma utilizadas são polinómios de grau inferior às utilizadas no caso da viga Euler-Bernoulli. Isto acontece, pois, o número de condições que a função necessita de cumprir é inferior no caso da viga Timonshenko. Exemplificando com um caso simples de flexão pura num elemento de dois nós (A. F. Azevedo 2003):

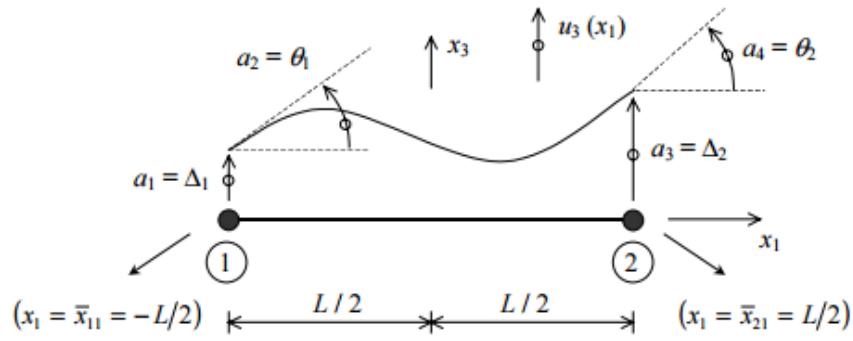


Fig36. Elemento de viga de dois nós (A. F. Azevedo 2003)

$$a = \begin{bmatrix} a1 \\ a2 \\ a3 \\ a4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta 1 \\ \theta 2 \\ \Delta 3 \\ \theta 4 \end{bmatrix}$$

$$u_3(x_1) = N_1(x_1)a_1 + N_2(x_1)a_3$$

$$\theta(x_1) = N_1(x_1)a_2 + N_2(x_1)a_4$$

(3.43)

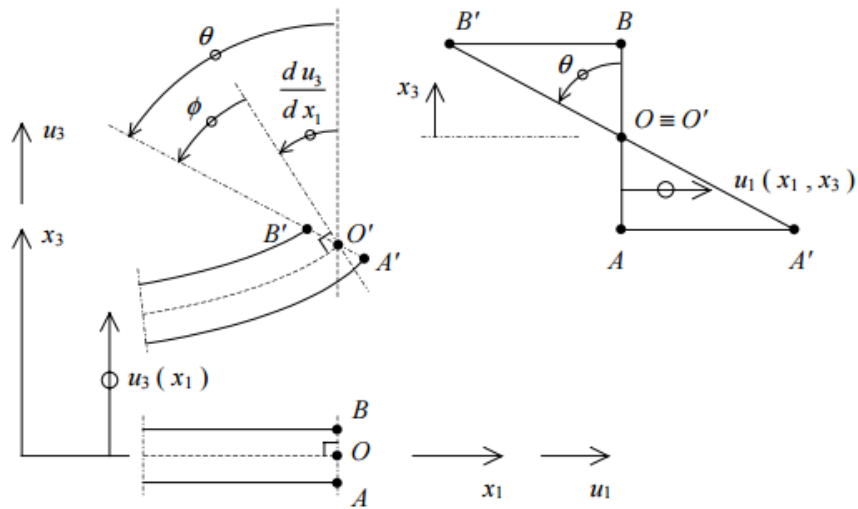


Fig37. Deformada da barra e deslocamentos da seção transversal

$$\theta = \frac{du_3}{dx_1} + \phi$$

(3.44)

É possível demonstrar que a rigidez é então composta pela parcela de flexão e pela parcela de corte

$$K = \int_{-L/2}^{L/2} B_b^T E B_b I dx_1 + \int_{-L/2}^{L/2} B_s^T G B_s A^* dx_1 \quad (3.45)$$

em que a matriz de deformação por flexão é

$$B_b = \begin{bmatrix} 0 & -\frac{dN_1}{dx_1} & 0 & -\frac{dN_2}{dx_1} \end{bmatrix}$$

e a matriz de deformação por corte é

$$B_s = \begin{bmatrix} \frac{dN_1}{dx_1} & -N_1 & \frac{dN_2}{dx_1} & -N_2 \end{bmatrix}$$

e A^* é a área reduzida de corte

A tensão normal é dada por:

$$\sigma_1 = E \varepsilon_1 = E x_3 B_b a \quad (3.46)$$

e a tensão tangencial por:

$$\tau_{13} = G \gamma_{13} = G B_s a \quad (3.47)$$

3.3.2. ELEMENTOS DE ARMADURA EMBEBIDA

Para a modelação de elementos de pré-esforço e armadura embebida os programas de cálculo de elementos finitos, incluindo o DIANA, fazem algumas considerações iniciais. A introdução destes elementos na estrutura contribui para a rigidez total, porém a sua massa não é considerada. Devido à pequena dimensão quando comparada com a dimensão do elemento onde estão inseridos é desprezável a diminuição de rigidez e de massa do elemento principal. Apesar dos programas de cálculo possibilitarem a aplicação de pós-tensão, por exemplo no DIANA através do comando NOBOND, a partir do momento em que há ligação nos elementos eles passam a ter deslocamentos em comum, isto é, as extensões do elemento principal são transferidas diretamente para a armadura significando isso uma ligação perfeita. Na definição da localização de elementos de pré-esforço é necessário ter em atenção a proximidade de vários elementos principais onde pode existir conflito no programa de cálculo em saber qual dos elementos embebe a armadura. No programa de cálculo DIANA há possibilidade do elemento estar embebido quando atravessa pelo menos uma das faces perpendicular ao eixo longitudinal de outro elemento como se pode observar na Fig38.

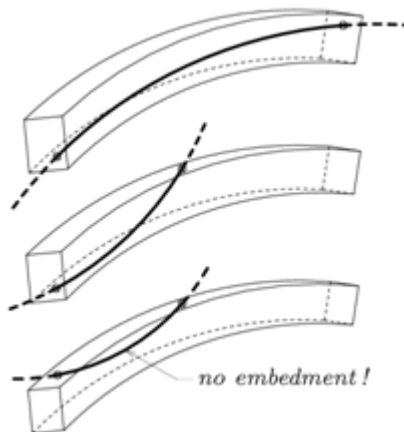


Fig38. Condições para elemento de armadura ser considerado embebido

Como se sabe, a força aplicada ao pré-esforço não é toda útil visto existirem perdas. Essas perdas podem acontecer no momento de esticamento dos cabos, perdas instantâneas, e podem acontecer ao longo do tempo, perdas diferidas. Para proceder a essas análises é necessário conferir aos elementos de pré-esforço formas de calcular extensões e tensões (DIANA 2014).

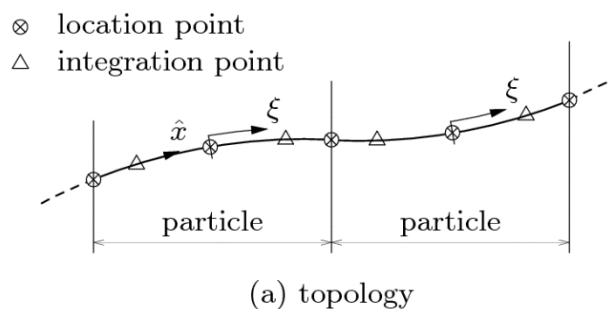


Fig39. Divisão de elementos de armadura em seções e pontos de integração

Os elementos de armadura apenas têm esforço axial, ou seja, a única extensão considerada nestes elementos é a que acontece ao longo do eixo da barra, ε_{xx} , o que resulta em tensões também no eixo da barra, σ_{xx} . Estas extensões são avaliadas nos pontos de integração e é através destes pontos que se torna possível implementar as perdas de pré-esforço (Fig39).

As perdas diferidas acontecem essencialmente devido a efeitos de fluência e retração do betão assim como devido à relaxação do aço sendo por isso necessário, com já se referiu várias vezes, a inclusão de leis do efeito diferido do betão e do aço para que possam ser incorporadas na análise numérica.

Para a análise de perdas instantâneas é necessário fornecer a geometria do pré-esforço e as suas propriedades - secção transversal, coeficiente de atrito (μ), desvio angular parasita (k) e reentrada de cunhas (Δs). Assim é possível calcular tanto as perdas de atrito (3.48) como as perdas por reentrada de

cunhas (Fig40). Através da geometria consegue-se saber os desvios angulares (θ) para o cálculo das perdas de atrito e com os pontos de integração, localizados ao longo da linha que representa o elemento de armadura, consegue-se determinar o comprimento onde se sente as perdas por reentrada de cunhas. O DIANA utiliza o método numérico da regra composta dos trapézios para calcular o integral (3.49) após definir qual o intervalo de integração, que é o primeiro ponto de integração que cumpre a condição (3.50). Tal como acontece nos elementos de viga quantos mais pontos de integração existirem mais rigorosa é a determinação de perdas no elemento de pré-esforço.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{m\acute{a}x}(1 - e^{-\mu(\theta + Kx)}) \quad (3.48)$$

$$\int_{\Delta x} \Delta P(r) dr = \Delta lEA \quad (3.49)$$

$$\int_L \Delta P(x) dr \geq \Delta lEA \quad (3.50)$$

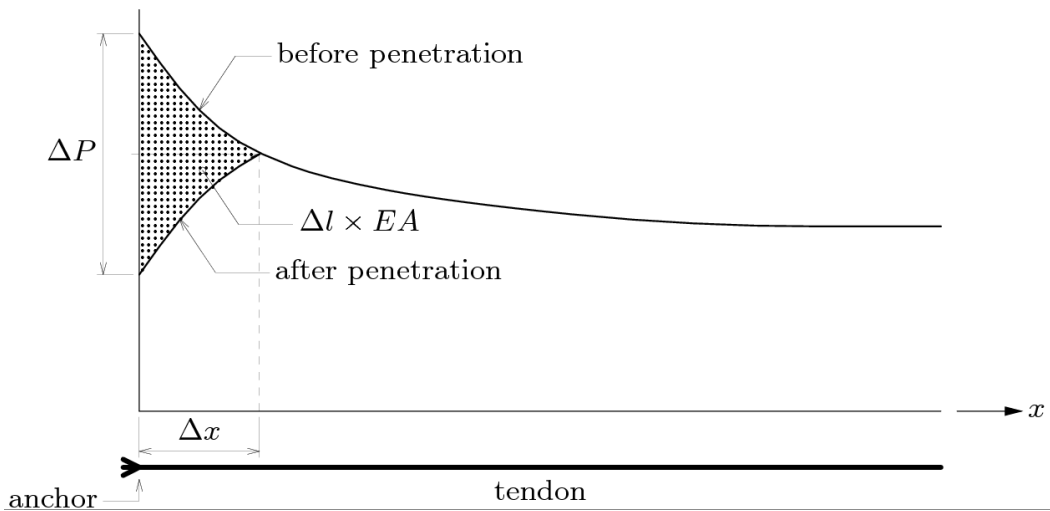


Fig40. Esquema das perdas de pré-esforço instantâneas

3.3.3. ANÁLISE FASEADA

A grande característica da análise faseada é a possibilidade de ativar e desativar elementos ao longo do tempo assim como a adaptação das cargas e condições de apoio presentes em cada fase. Esta ferramenta é crucial para a modelação do processo construtivo de obras e obtenção de resultados que possibilitem uma melhor compreensão do funcionamento estrutural real. Um conceito intrínseco a estas análises são os intervalos de tempo, ou seja, é necessário indicar ao programa quanto tempo passa deste um acontecimento até outro de forma a que seja possível durante esse período atuarem as funções de maturação, fluência, retração e relaxação dos materiais. Como o objetivo deste tipo de análises é perceber a trajetória de tensões e deformações em determinados pontos da estrutura e da secção, não é inteligente simplesmente fazer passar o tempo, quer-se dizer com isto que a escolha dos intervalos de tempo deve tentar reproduzir as funções que se querem captar. Por exemplo, sendo a função da fluência uma função com desenvolvimento assintótico (semelhante a uma função

logarítmica) e sendo esse o fator preponderante na evolução do comportamento da estrutura, a escolha de intervalos mais pequenos nos primeiros dias e depois mais afastados vai reproduzir muito melhor o processo evolutivo do que intervalos constantes ao longo do tempo. É ainda importante referir o efeito da maturação do material, neste caso o betão, na ativação de elementos em análises faseadas. Pode ser tentador ao utilizador ver o cronograma da obra e decidir que no dia em que há betonagem irá considerar o nascimento do elemento na análise. Contudo, esta estratégia não está correta visto que os programas de cálculo, o DIANA em particular, não permitem a introdução de cofragem, ou seja, quando o elemento nasce é, automaticamente, autoportante e visto que no dia 0 o elemento ainda não tem rigidez então não é possível proceder deste modo. Os programas de cálculo possibilitam na definição do material a idade de nascimento sendo isso útil para contornar este problema. No caso de o elemento ser pré-esforçado então o dia do pré-esforço é o dia de nascimento do elemento pois devido ao levantamento passa realmente a ser autoportante, caso contrário deve-se considerar como dia de nascimento o dia de descofragem. Durante o período entre a betonagem e o elemento ter capacidades resistentes na verdade o seu peso tem influência no resto da estrutura, como tal devem ser introduzidas forças representativas dessa componente.

O procedimento neste tipo de análises faseadas é a procura pelo estado de equilíbrio. Em cada fase procede a uma análise em que, para além de utilizar as informações recebidas para essa fase, adiciona também valores guardados na fase anterior que são implementados como valores iniciais, sejam extensões, tensões, velocidades, etc. Desta forma consegue calcular as alterações e atualizar os resultados através de incrementos. Explica-se com um caso simples: na primeira fase a força existente provocou certo deslocamento, esse valor é derivado para obter as extensões e depois para obter as tensões. Essas tensões são guardadas e aplicadas na fase seguinte. Caso na fase seguinte a força seja aumentada então o programa de cálculo calcula os deslocamentos provocados pela totalidade da carga, porém aplica também as tensões guardadas da fase anterior que geram deslocamentos de sentido contrário. É através da diferença de deslocamentos que o programa de cálculo interpreta o incremento no valor da carga. Este é o princípio utilizado pelo programa de cálculo DIANA sendo por isso necessário em qualquer fase da obra, em que por exemplo o pré-esforço já esteja ativado, que o ficheiro de forças aplicadas tenha a totalidade do pré-esforço aplicado inicialmente (DIANA 2014).

3.4. EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO

Nesta secção utiliza-se um exemplo simples para compreender as alterações provocadas pela fluência do betão na redistribuição de esforços da estrutura e também para validar os resultados fornecidos pelo DIANA.

Primeiro, analisa-se uma consola sujeita a uma força de tração para confirmar os deslocamentos instantâneos e diferidos utilizando o modelo de fluência CEB-FIB 1990 fornecido pelo programa de cálculo. Seguidamente validam-se os deslocamentos provocados a longo prazo utilizando o modelo de retração do mesmo código.

Depois, estuda-se o comportamento de uma consola encastrada que ao fim de algum tempo é restringida a rotação na extremidade oposta. Este caso permite analisar de forma muito simplificada o caso em estudo pois representa o momento de fecho central do tabuleiro da ponte. Pretende-se estudar a influência na data de fecho, isto é, a distância temporal em relação ao momento de primeiro carregamento do betão. Ainda, é analisada a influência da aplicação do pré-esforço sendo que se trata as diferenças entre os critérios de dimensionamento e, por último, o dia de aplicação de pré-esforço.

Em todos os exemplos, a consola tem comprimento de 10 m com uma secção em I com as dimensões representadas na Fig41. O material é betão C25 com cimento de endurecimento normal (classe N), ou

seja, tem $f_{cm,28} = 33\text{MPa}$. Em relação às condições exteriores considera-se uma temperatura constante de 20°C e humidade relativa de 80%, à exceção do caso de estudo da retração onde se considera $RH=70\%$ e temperatura 15°C .

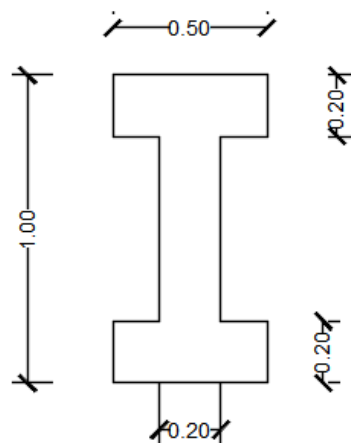


Fig41. Seção transversal dos exemplos estudados

Como o modelo utilizado é o CEB-FIB 1990 é necessário calcular o $E_{cm,28}$ em função de f_{cm}

$$E_{cm} = 2,15 \times 10^4 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.51)$$

$$= 32\text{GPa}$$

3.4.1. VALIDAÇÃO DOS MODELOS CEB-FIB 1990 FORNECIDOS NO DIANA

3.4.1.1. Tração

Neste exemplo a consola é sujeita a uma força de tração de 1000kN constante ao longo de 50 anos (Fig42). São avaliados os deslocamentos instantâneos, ao fim de 50 anos e a progressão ao longo do tempo para nascimentos aos 3 e 15 dias. Pretende-se com isto não só validar os resultados como perceber a variação provocada por esse fator.

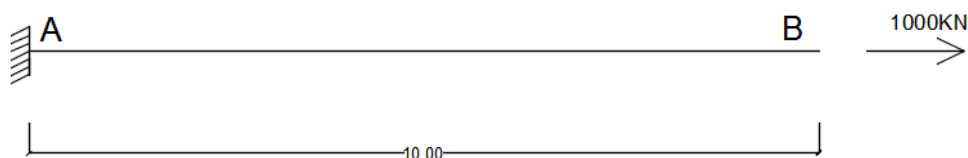


Fig42. Esquema estrutural de consola tracionada

O coeficiente que depende da idade do betão, $\beta_{cc}(t)$, é igual ao apresentado no EC2 (3.1) e o módulo de elasticidade à idade t é dada por (3.52) sendo esses valores representados na Tabela 2:

$$E_c(t) = E_{cm}\beta_{cc}^{0,5} \quad (3.52)$$

Tabela 2. Valores do coeficiente de tempo e módulo de elasticidade para 3 e 15 dias

T(dias)	$\beta_{cc}(t)$	$E_c(t)$ GPa
3	0,59824	24,75
15	0,9125	30,568

O deslocamento instantâneo para os dois casos é:

$$\Delta l = \frac{Nl}{EA}$$

e o deslocamento diferido é:

$$\varphi(18250, t_0)\Delta l_{E(28dias)}$$

O cálculo do coeficiente de fluência para betões com $f_{cm} < 35\text{MPa}$ é igual ao EC2 (3.5) por isso os valores para os dois casos são (Tabela 3):

Tabela 3. Deslocamentos calculados manualmente para nascimento aos 3 e 15 dias

T(dias)	$\varphi(18250, t_0)$	$\Delta l_{\text{instantâneo}}$	$\Delta l_{\text{diferido}}$	Δl_{total}
3	2,9163	$1,262 \times 10^{-3}$	$2,848 \times 10^{-3}$	$4,11 \times 10^{-3}$
15	2,1578	$1,022 \times 10^{-3}$	$2,107 \times 10^{-3}$	$3,13 \times 10^{-3}$

Os valores obtidos com o programa de cálculo foram (Tabela 4):

Tabela 4. Deslocamentos no DIANA para nascimento aos 3 e 15 dias

T(dias)	$\Delta l_{\text{instantâneo}}$	Erro(%)	Δl_{total}	Erro(%)
3	$1,261 \times 10^{-3}$	0,08	$4,111 \times 10^{-3}$	0,02
15	$1,022 \times 10^{-3}$	0	$3,131 \times 10^{-3}$	0,03

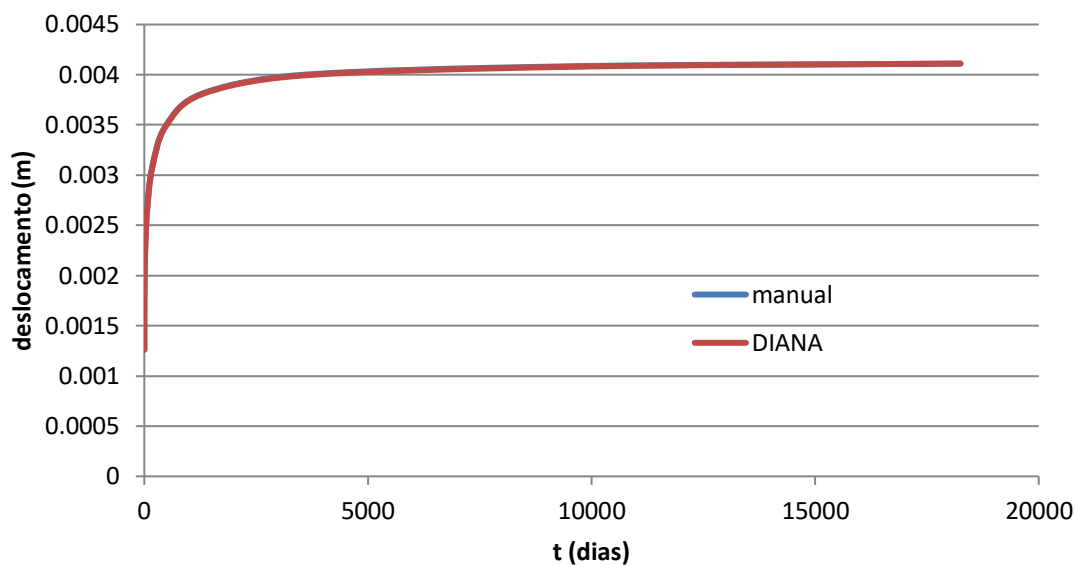


Gráfico 1. Comparação de deslocamentos calculados manualmente e DIANA para tração aos 3 dias

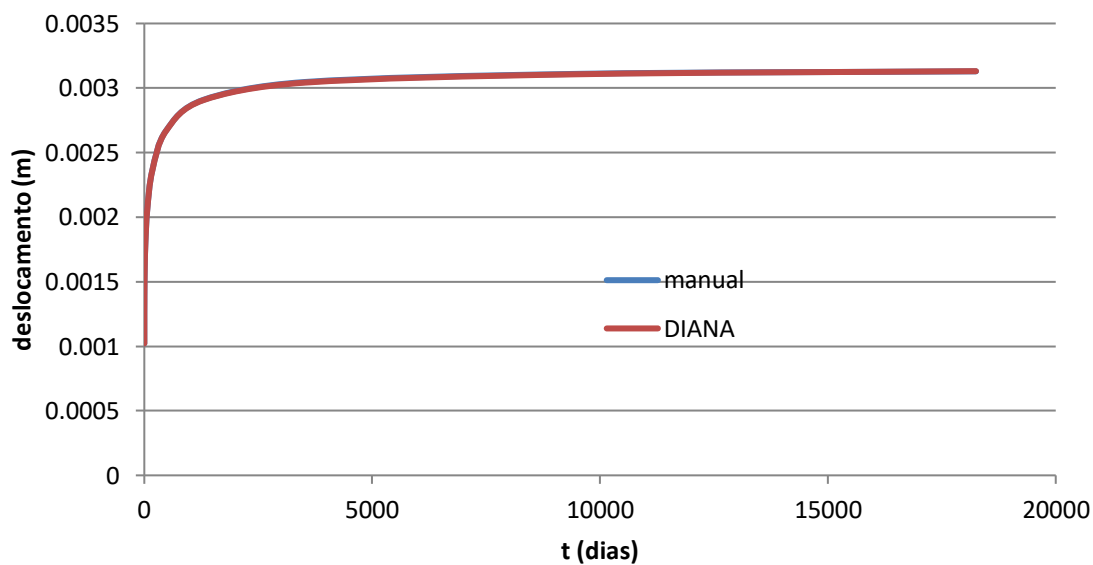


Gráfico 2. Comparação de resultados calculados manualmente e DIANA para tração aos 15 dias

Como se verifica no Gráfico 1 e Gráfico 2, o modelo de fluência fornecido no DIANA capta perfeitamente o comportamento esperado do material. Os erros existentes são apenas devido a pequenos arredondamentos no processo de cálculo manual confirmando-se assim a validade e bom funcionamento do modelo CEB-FIB 1990 do programa de cálculo.

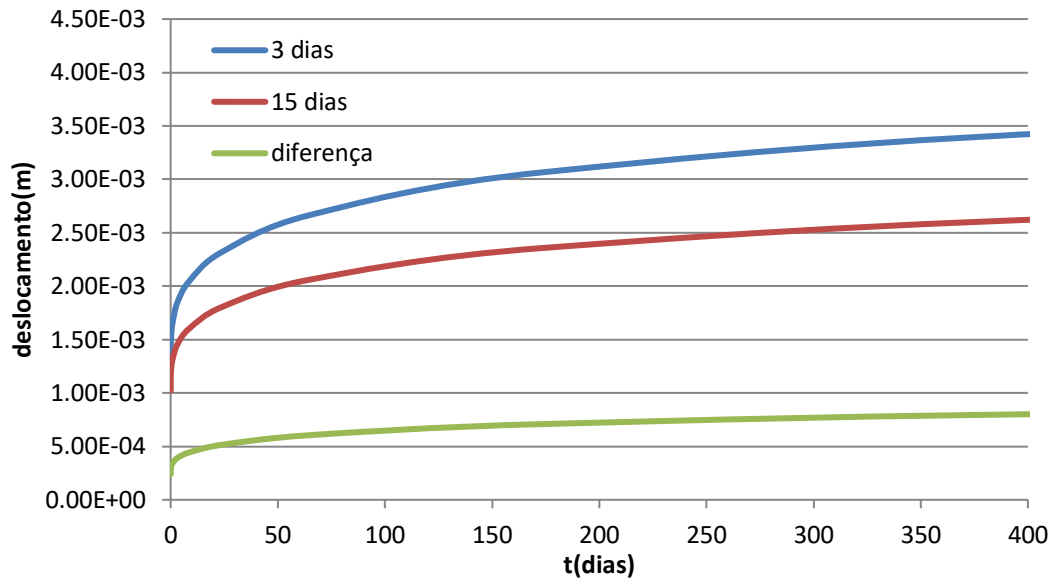


Gráfico 3. Comparação da evolução dos deslocamentos para carregamento aos 3 e 15 dias

Como se verifica pelo Gráfico 3 a evolução dos deslocamentos tem uma função com desenvolvimento assintótico e a aplicação tardia da carga não só reduz o deslocamento instantâneo como diminui o deslocamento diferido, ou seja, a diferença existente nos dois casos tende a aumentar ao longo do tempo, podendo a diferença final ser bastante superior à inicial.

3.4.1.2. Retração

Pretende-se agora averiguar a validade do modelo de retração CEB-FIB 1990 no DIANA para transmitir mais segurança nos resultados obtidos no caso de estudo.

Como se disse, para este caso considera-se uma temperatura de 15°C ao longo da consola e uma humidade relativa de 70% de forma a não usar os valores definidos por defeito no DIANA. Para além disso, considera-se o tempo de cura de um dia e nascimento aos 3 dias. Ou seja, nasce com retração correspondente a 2 dias visto que este fenómeno começa após a cura.

Visto se estar a usar o modelo presente no código CEB-FIB 1990 é necessário verificar as diferenças em relação ao do EC2 mencionado previamente.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (3.53)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs0} &= \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH,T} \\ &= -4,39433 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad (3.54)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(f_{cm}) &= \left[160 + 10 \beta_{cc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{10} \right) \right] 10^{-6} \\ &= 4,45 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad (3.55)$$

4 para cimento S
 β_{cc} 5 para cimento N ou R
 8 para cimento R de elevada resistência

Ao contrário do EC2, a evolução da retração ao longo do tempo segundo o modelo do CEB-FIB1990 depende da temperatura. Como tal, é necessário corrigir β_{RH} da equação (3.56) pela equação (3.57)

$$\beta_{RH} = -1,55 \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) \quad (3.56)$$

$$\begin{aligned} \beta_{RH,T} &= -1,55 \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) * \left[1 + \left(\frac{8}{103 - 100 * RH} \right) \left(\frac{T - 20}{40} \right) \right] \\ &= -1,01835 * \frac{32}{33} = -0,98749 \end{aligned} \quad (3.57)$$

Ainda, é necessário corrigir o fator $\beta_s(t - t_s)$ da equação (3.58) pela equação (3.59)

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{350 \left(\frac{h}{100} \right)^2 + (t - t_s)} \right]^{0,5} \quad (3.58)$$

$$\begin{aligned} \beta_s(t - t_s) &= \left[\frac{(t - t_s)}{350 \left(\frac{h}{100} \right)^2 e^{-0,06(T-20)} + (t - t_s)} \right]^{0,5} = \\ &= \left[\frac{(18253 - 1)}{350 \left(\frac{178}{100} \right)^2 e^{-0,06(15-20)} + (18253 - 1)} \right]^{0,5} = 0,96135 \end{aligned} \quad (3.59)$$

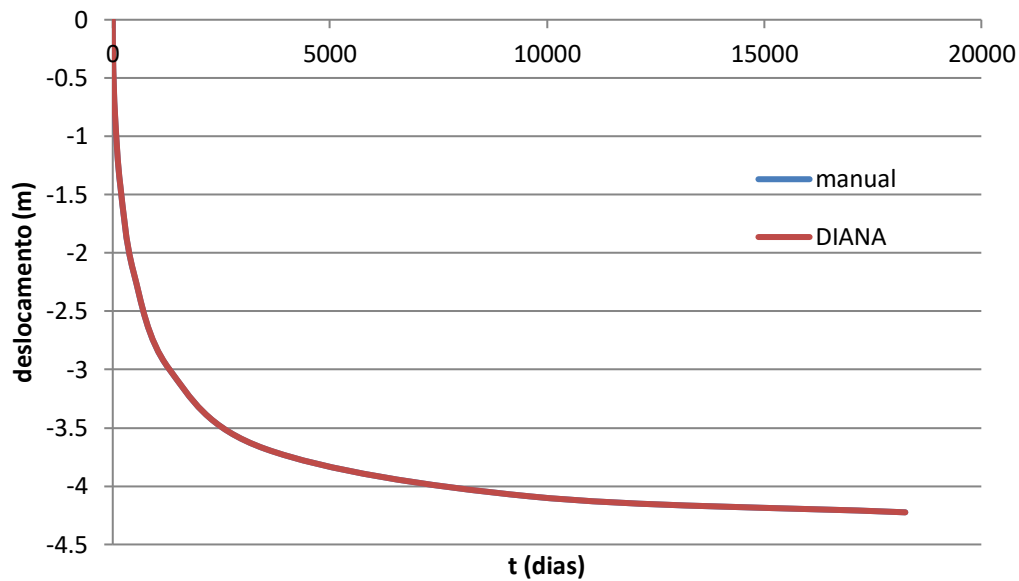


Gráfico 4. Comparação dos deslocamentos por retração obtidos no DIANA com os calculados manualmente

Posto isto, é possível determinar o valor do deslocamento por retração aos 50 anos, sem efeito da fluência, e verificar o erro existente nessa altura. O valor calculado manualmente em conformidade com o código é $-4,22\text{E}-3$, enquanto que o valor fornecido pelo DIANA é $4,22\text{E}-3$. O erro existente é $\cong 0\%$ por isso valida-se o modelo do programa (Gráfico 4).

3.4.2. ESTUDO DA REDISTRIBUIÇÃO

O exemplo consiste essencialmente em duas fases. Na primeira, com sistema estrutural de consola, a estrutura está sujeita ao peso próprio e eventualmente a pré-esforço. Passado algum tempo inicia-se a segunda fase onde é impedida a rotação (Fig43).

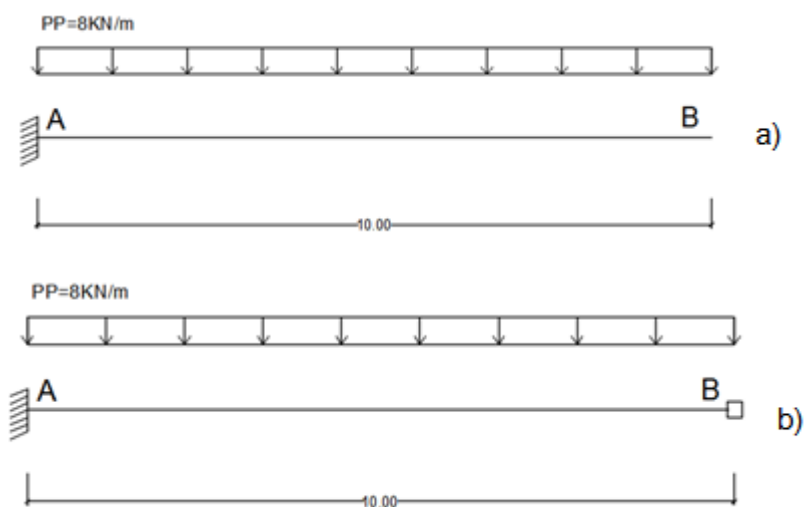


Fig43. Esquema estrutural da sequência construtiva do exemplo de estudo: consola com encastramento em A a); impedimento das rotações em B b)

3.4.2.1. Influência da data de fecho

Primeiro irá estudar-se a influência que tem a restrição das rotações acontecerem numa altura mais próxima ou afastada do nascimento do elemento. Considera-se que o betão é descofrado com 3 dias e que não tem pré-esforço. No primeiro caso passam 10 dias após a descofragem do elemento, no segundo caso passam 50 dias e no último a alteração de sistema estrutural é feita 100 dias após o nascimento do elemento. Como a redistribuição de esforços depende da fluência, é de esperar que no primeiro caso haja maior redistribuição de esforços. Ou seja, como o impedimento da rotação é feito mais cedo, a deformação diferida do elemento em conformidade com o deslocamento descendente inicial irá ser alterada num momento mais cedo. Como tal, e visto que a fluência tem maior relevância nos dias iniciais e ao longo do tempo vai atenuando, os momentos positivos causados pelo impedimento da rotação serão superiores no primeiro caso. Desta forma, os momentos iniciais na configuração de consola irão sofrer uma translação descendente superior e aproximar os momentos finais do caso do cimbre perfeito.

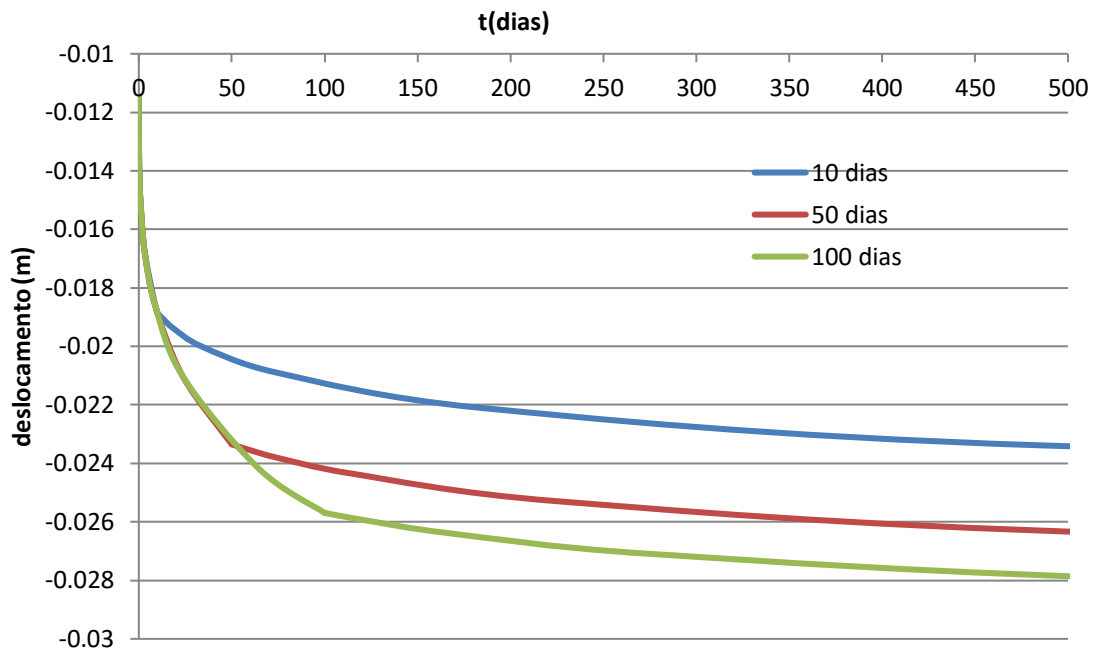


Gráfico 5. Deslocamentos em B ao longo do tempo

Como se verifica no Gráfico 5, depois do deslocamento instantâneo semelhante aos 3 casos devido à ação do peso próprio (-0.01145m) grande parte dos deslocamentos diferidos acontecem numa fase inicial da obra. Na situação em que a rotação é impedida aos 100 dias, percebe-se que os deslocamentos estão a deixar de ter um desenvolvimento tão acentuado e se está a aproximar da assíntota horizontal.

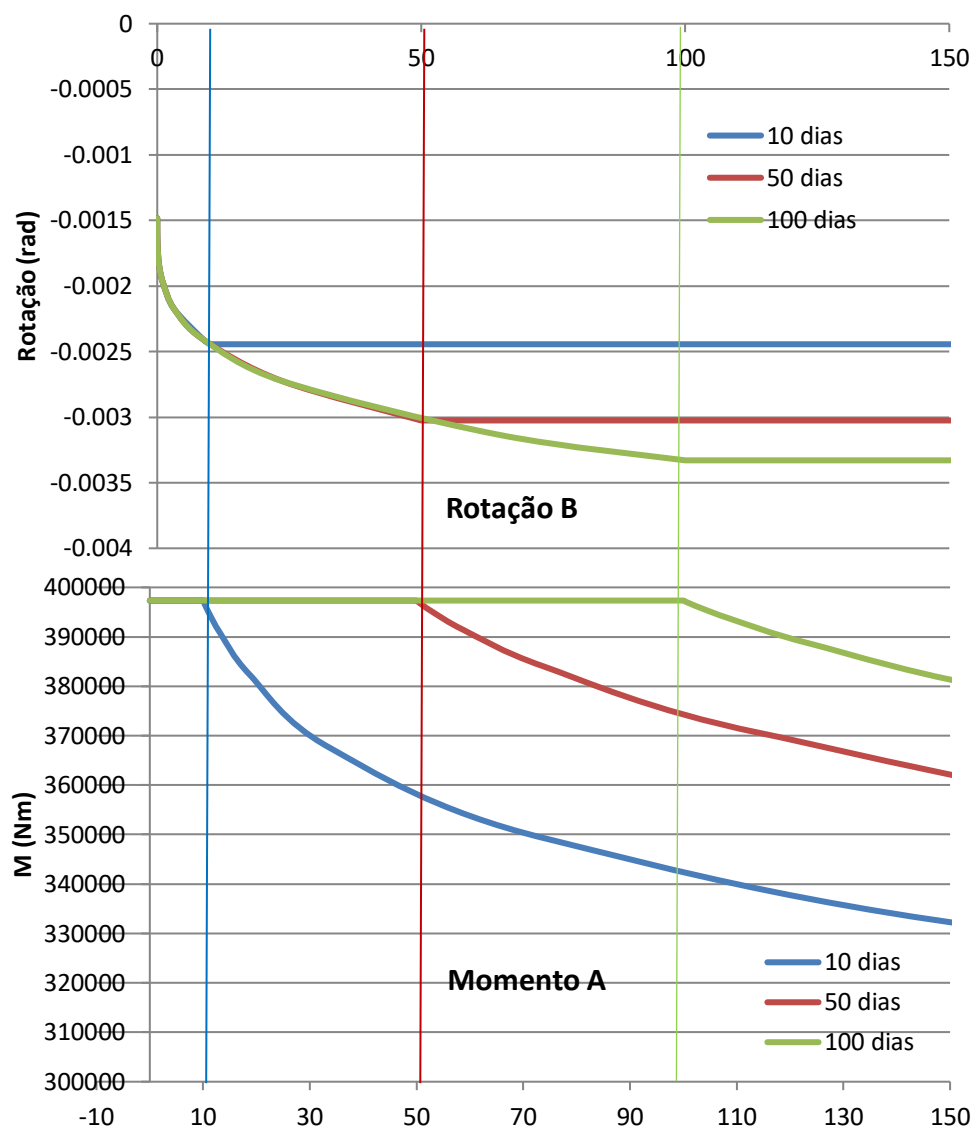


Gráfico 6. Comparação do momento em A e rotação em B

Através do Gráfico 6 é possível constatar que é no momento em que é impedida a rotação em B, pois o gráfico permanece constante ao longo do tempo, que a redistribuição dos momentos se inicia. Isto acontece, pois, como já se disse, os esforços causados pela fluência provocam um diagrama de momentos retangular positivo derivado do impedimento da rotação e deslocamento descendente. Como o momento isostático é sempre o mesmo, a diferença entre o momento em A em cada fase com o momento inicial é o momento existente em B nessa mesma fase.

Para observar melhor a variação dos momentos ao longo do tempo e a diferença que existe a longo prazo nos três casos representa-se de seguida um diagrama onde estão representados os momentos em cada fase em relação ao momento inicial em A, comum aos casos.

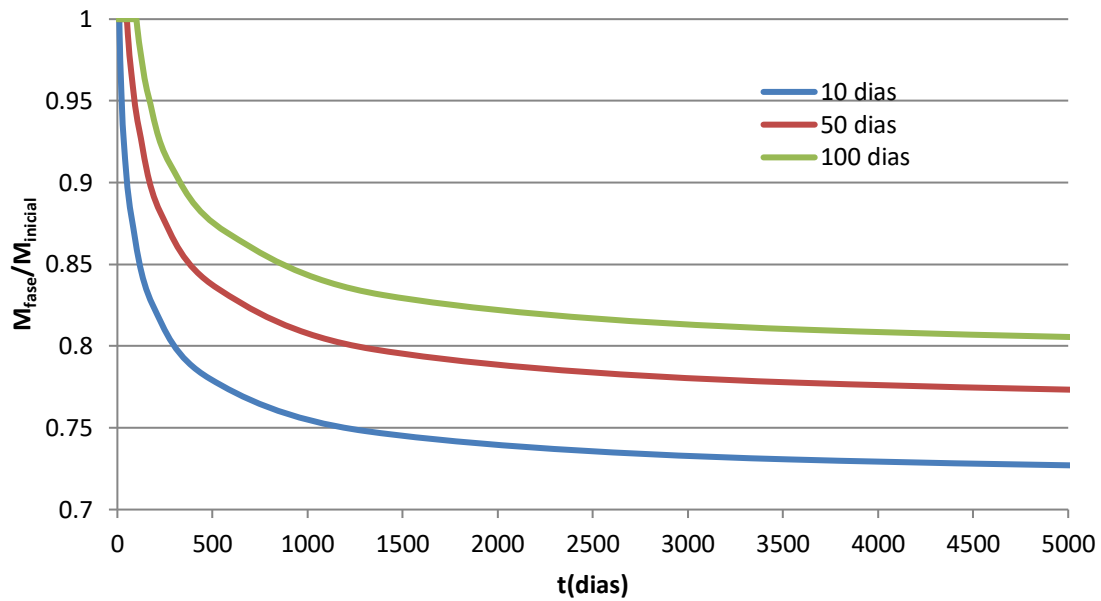


Gráfico 7. Variação dos momentos ao longo do tempo em A

Confirma-se assim, que os momentos tendem a estabilizar a partir de determinada altura. Pode-se constatar através da observação do Gráfico 7 que a alteração do sistema estrutural aos 4 anos já pouco impacto tinha na redistribuição de esforços. Contudo, esse intervalo de tempo não é realista para as exigências atuais e assim reforça-se a importância de considerar o faseamento construtivo nas análises efetuadas, principalmente em obras importantes e com métodos construtivos complexos como é o caso em estudo. Ainda, percebe-se que, apesar da diferença de tempo na altura de fecho ser inferior nos dois primeiros casos, a redistribuição de esforços é superior à existente quando comparada com a diferença entre o segundo e terceiro caso. Isto deve-se aos maiores deslocamentos diferidos nos momentos iniciais.

Para concluir a primeira análise neste exemplo educativo procede-se à previsão dos esforços finais através de (3.33). Para isso é necessário calcular os coeficientes de fluência a tempo infinito para o betão carregado aos 3 dias de idade e para um betão carregado aos 10, 50 e 100 dias de idade (Tabela 5). É ainda necessário o coeficiente de fluência na data de alteração do sistema estrutural para um betão carregado aos 3 dias. O momento em A obtido com a configuração em consola é $S^A_0 = -400$ enquanto que o momento obtido com encastramento em A e rotações imperidas em B é $S^A_c = -266,7$

Tabela 5. Estimativa a longo prazo da redistribuição de esforços segundo (3.33)

	$T_c=10$	$T_c=50$	$T_c=100$
$\varphi(\infty, t_0)$	2,947	2,947	2,947
$\varphi(\infty, t_c)$	2,354	1,734	1,518
$\varphi(t_c, t_0)$	0,756	1,315	1,6
S_∞ (kNm)	-298,7	-308,87	-318,9
$S_\infty(\text{DIANA})(\text{kNm})$	-285	-302,55	-314,9

Como se verifica, os resultados são bastante próximos o que confirma que de uma forma extremamente simples é possível ter uma ideia de qual será a ordem de grandeza do impacto da fluência na obra. Note-se que devido ao ponto A não ser um ponto de Gauss e a malha não ser muito refinada, existe algum erro no valor do momento pois resulta de uma interpolação. Ainda assim, serve o propósito do exemplo.

3.4.2.2. Aplicação de pré-esforço

Agora, o objetivo é comparar a redistribuição de esforços quando se introduz o efeito do pré-esforço. Para esta análise utiliza-se os resultados obtidos anteriormente do tabuleiro fechado aos 10 dias e o mesmo cenário apenas com introdução de pré-esforço dimensionado para estado descompressão face à carga do peso próprio. O traçado utilizado não é um traçado realista visto não ser de todo o traçado mais eficiente. Contudo, dada a configuração tradicional dos cabos de pré-esforço numa ponte atirantada em que são acrescentados, ou acoplados, cabos de aduela em aduela, não é descabida a consideração feita pois é possível através do ajuste constante das forças instaladas em cada cabo que a resultante tenha um comportamento semelhante ao representado na Fig44. Visto que após o impedimento das rotações as cargas aplicadas já causam esforços em concordância com a análise estática linear final, não é necessário considerar estes esforços na análise pois não sofrem redistribuição.

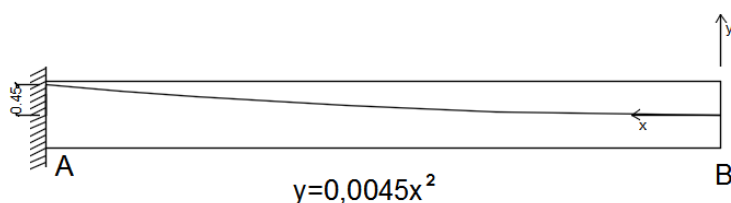


Fig44. Esquema estrutural do exemplo com aplicação de pré-esforço

Admitiu-se um aço 1860/1680, ou seja, com uma tensão máxima de aplicação segundo o EC2 de 1488MPa. Visto o objetivo não ser estudar o pré-esforço atribui-se valor nulo ao coeficiente de atrito, desvio angular parasita e reentrada de cunhas para que a força instalada seja facilmente determinada sem ser necessário a consideração de perdas. Assim, para que a tensão na fibra superior da secção seja 0, aplica-se um pré-esforço de 591kN e consequentemente uma área de 3,97cm².

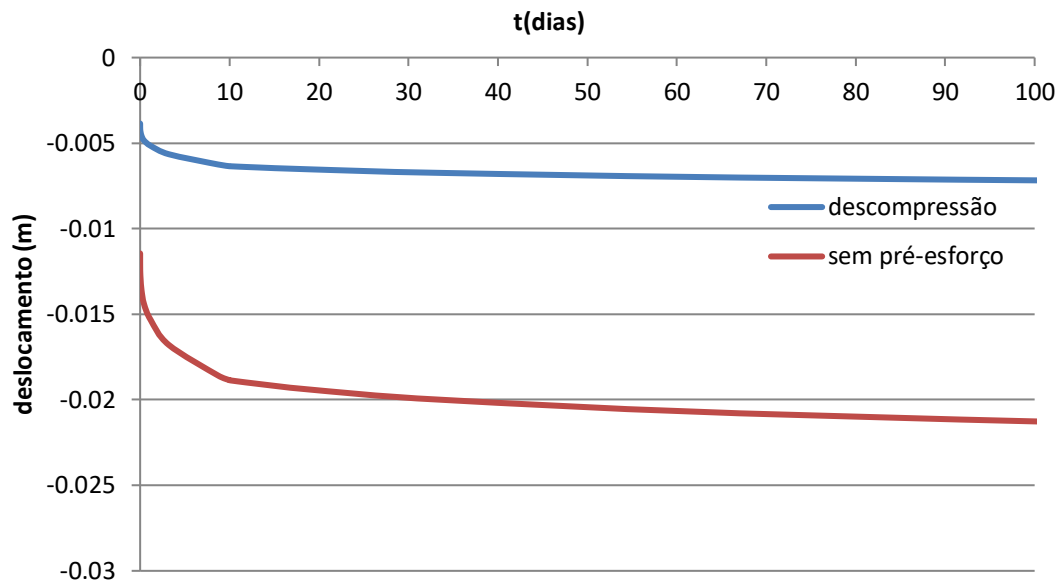


Gráfico 8. Comparação dos deslocamentos com e sem pré-esforço

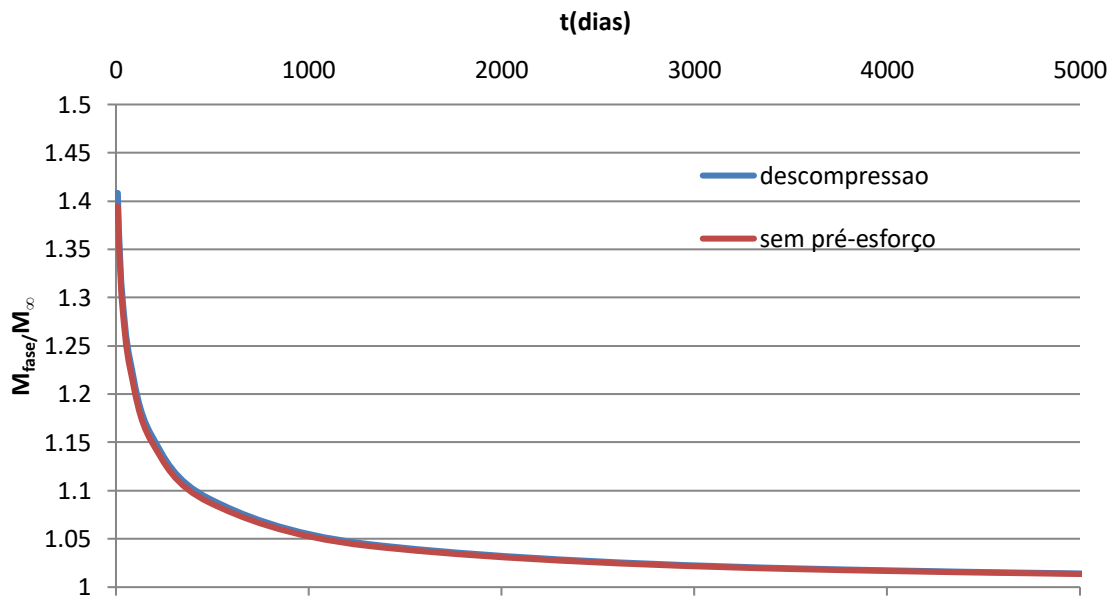


Gráfico 9. Variação dos momentos em A em função do momento a longo prazo

Concluindo, a aplicação de pré-esforço contribui para a diminuição da variação dos deslocamentos pois os deslocamentos instantâneos são inferiores e consequentemente os deslocamentos diferidos também como se observa no Gráfico 8. Em relação aos momentos também é possível conferir que apesar da relação dos momentos com o momento a tempo infinito ser exatamente a mesma (Gráfico 9), os momentos da fase antes do impedimento da rotação perdem relevância face aos que venham a ser provocados por cargas numa fase posterior da obra (Gráfico 10). Isto resulta numa menor variação dos momentos em serviço.

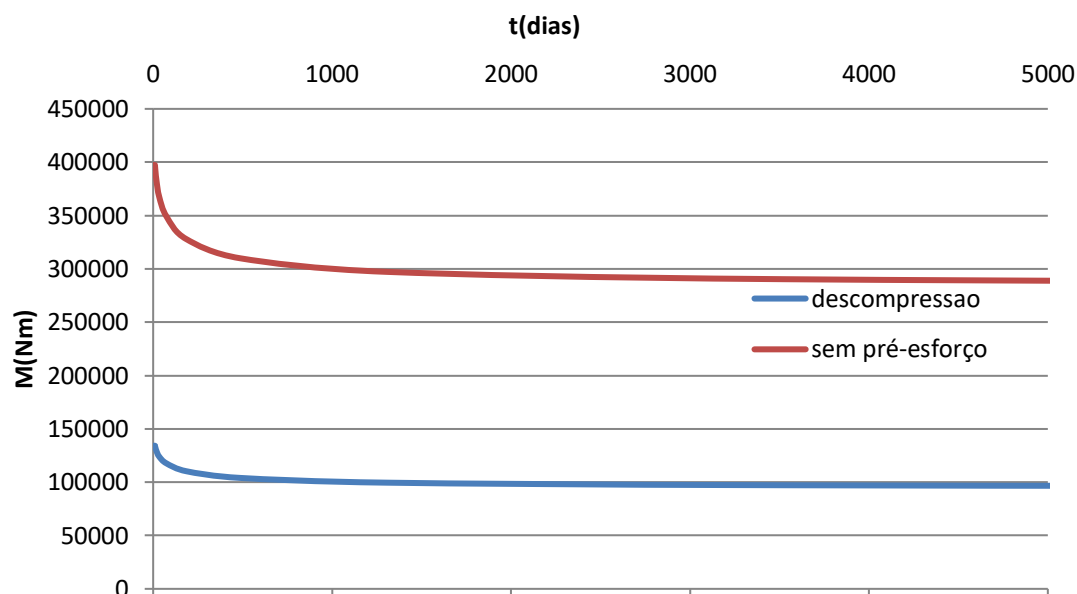


Gráfico 10. Momentos ao longo do tempo em A para caso sem pré-esforço e dimensionado para descompressão

Na verdade, este momento inicial é possível ser ainda mais reduzido alterando o critério de dimensionamento do pré-esforço do estado de descompressão para igual momento. Com isto chega-se a uma força inicial de 889 kN e área de 5,97cm². Porém este critério não é aconselhável pois não tem em conta a força axial concebida pelo pré-esforço e como tal existe uma força de compressão que não provoca levantamento da consola. Assim, apesar de se conseguir anular os momentos do faseamento construtivo, este dimensionamento leva a um aumento significativo do custo associado ao pré-esforço.

O pré-esforço a aplicar durante a construção não deve ser dimensionado tendo em conta as cargas permanentes que apenas são introduzidas após o final da construção. Para representar este caso considera-se que o mesmo tabuleiro estará sujeito a RCP de 20kN/m e que o pré-esforço é dimensionado para descompressão. A força necessária são 2069kN e a área são 13,9cm². Os deslocamentos na fase construtiva são os representados no Gráfico 11.

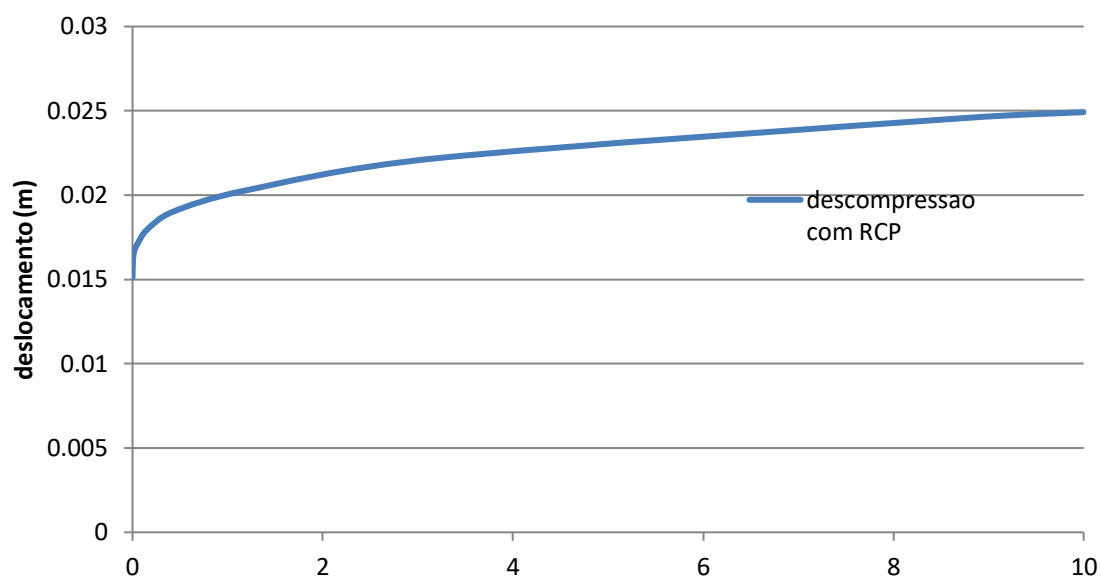


Gráfico 11. Deslocamento antes do fecho devido ao pré-esforço dimensionado para descompressão em serviço

Como se verifica, o deslocamento inicial é ascendente assim como o diferido. Isto, tem impacto no comportamento da estrutura, ou seja, nos esforços durante o serviço.

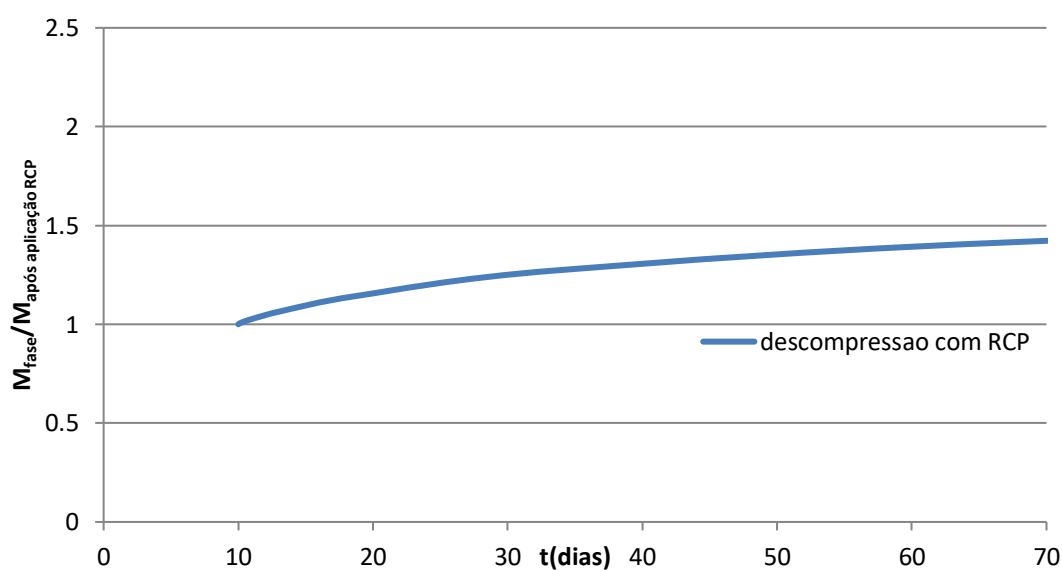


Gráfico 12. Relação dos momentos em A ao longo do tempo com o obtido após aplicação das RCP

Conclui-se que os deslocamentos diferidos ascendentes causam um diagrama de momentos negativo que, em vez de provocar uma translação descendente do diagrama, faz com que haja um agravamento dos momentos instalados na secção de encastramento (Gráfico 12). Para se compreender melhor este fenómeno apresenta-se o resultado demonstrado pelo DIANA (Fig45).

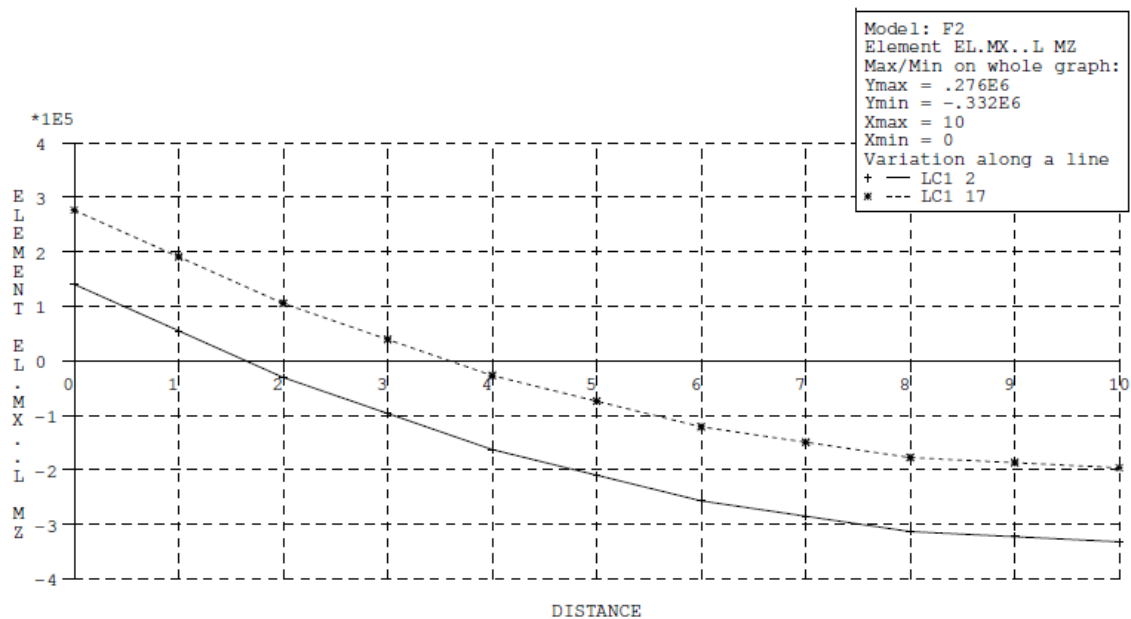


Fig45. Variação do diagrama de momento desde aplicação das RCP (linha contínua) até 50 anos (linha tracejada)

Por último, a data de aplicação de pré-esforço também tem impacto no comportamento da estrutura uma vez que afeta o coeficiente de fluência. Este caso teria um comportamento semelhante ao verificado na primeira secção deste exemplo, logo é desnecessário repetir a demonstração. Contudo, fica apenas o reforço da ideia de que quanto mais tarde se aplicar o pré-esforço que coincide, regra geral, com o momento de descofragem menor será o coeficiente de fluência e como tal maior a rigidez efetiva da estrutura.

4

APLICAÇÃO AO VIADUTO DO CORGO

4.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A obra em estudo está localizada na A4 sobre o Vale do Rio Corgo, em Vila Real, com uma extensão total de 2796m. A ponte realizada em betão armado pré-esforçado divide-se em três sub-viadutos, o nascente, o ponte e o central tendo respetivamente 1167m, 855m e 768m (Fig46) (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010).



Fig46. Sub-Viaduto Central do Corgo (trabalho de campo)

A divisão da obra deve-se essencialmente à necessidade de controlar os efeitos resultantes das variações de temperatura e dos efeitos diferidos assim como prevenir os efeitos que possam resultar de ações como vento ou sismo. Para além disso, a orografia local exigiu que se adotasse um sistema estrutural distinto para o sub-viaduto central daquele que se utilizou nos sub-viadutos laterais (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al., Sub-concessão Autoestrada Transmontana - A4/IP4 Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Lote 1 - Projecto de Execução 2010).

Ambos os sub-viadutos laterais, nascente e poente, são do tipo viga contínua construídos através de cimbres auto-lançável com a maioria dos vãos de 60m. Devido à curvatura existente no sub-viaduto poente foi utilizado cembre superior enquanto que no sub-viaduto nascente foi utilizado cembre inferior. Como o sub-viaduto central é maioritariamente constituído por uma ponte atirantada, a zona principal foi executada pelo método de avanços sucessivos em consola realizados com aduelas betonadas "in situ" com recurso a cimbres móveis enquanto que os vãos de aproximação também foram realizados com cembre auto-lançável (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al., Sub-concessão Autoestrada Transmontana - A4/IP4 Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Lote 1 - Projecto de Execução 2010).

A parte sobre o qual esta dissertação diz respeito é o sub-viaduto central. Como já foi referido, é constituído por dois vãos de aproximação de cada lado e pela zona central que recorre a uma ponte atirantada para vencer um desnível máximo de aproximadamente 230m. Esta ponte tem sistema de suspensão central que suporta um tabuleiro em caixão através de 4 painéis de 22 tirantes com uma configuração semi-leque. Desta forma vence vãos laterais de 126m e um vão central de 300m. Os tirantes são constituídos por cordões de 15,7mm galvanizados com bainha individual e os cabos são protegidos por bainhas de polietileno de alta densidade com relevo em espiral na face exterior para reduzir os efeitos de oscilação resultantes do efeito conjunto do vento e da chuva. Os primeiros tirantes encontram-se afastados 21m do eixo do pilar e depois estão espaçados de 6m. A ligação com o mastro é realizada através de selas de desvio que permitem esforços distintos para o tirante nos dois lados do mastro e ainda, para tirantes com comprimento superior a 80m, foram colocados amortecedores com o objetivo de reduzir vibrações indesejadas (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al., Sub-concessão Autoestrada Transmontana - A4/IP4 Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Lote 1 - Projecto de Execução 2010).

O desenvolvimento longitudinal do sub-viaduto central faz-se numa zona de concordância côncava de raio 10000m que faz a união de dois travesseiros retos com 5% de inclinação. Os vãos laterais são compostos por 18 aduelas mais a de fecho enquanto que o vão central tem 24 aduelas a partir de cada mastro mais a de fecho central. Todas elas têm 6m exceto as aduelas 0, 1 e fecho que têm respetivamente 12 (6m para cada lado), 5 e 2m (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al., Sub-concessão Autoestrada Transmontana - A4/IP4 Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Lote 1 - Projecto de Execução 2010).

O sub-viaduto central é constituído por 6 pilares e 2 mastros, P15 ao P22 da obra, construídos com cofragem auto trepante, ou deslizante, que possibilita maior velocidade de execução uma vez que à medida que o betão obtém características resistentes permite a betonagem sem interrupções. Os mastros têm aproximadamente uma altura de 130m até ao tabuleiro e fustes de 63m bifurcados na direção longitudinal e ligados monoliticamente ao tabuleiro o que permite combater a esbelteza dos mastros, conferir maior rigidez à estrutura e controlar as deformações longitudinais resultantes de carregamentos assimétricos. A secção dos mastros é oca com formato octogonal em que longitudinalmente tem um comprimento constante de 11m e transversalmente tem uma taxa de jorramento de 3,5% com dimensão na base de 19,5m e no topo apenas 10m. Para garantir capacidade de carga foram adotadas fundações mistas de micro-estacas em ambos os mastros evitando-se assim zonas de contacto xisto-granito. Os pilares têm secção transversal constante em altura, mas apesar da dimensão transversal ser sempre 10,5m a dimensão longitudinal varia conforme o pilar. Os pilares P15 e P16 que se situam numa zona escarpada foram igualmente fundados com recurso a micro-estacas sendo que nos restantes pilares foi possível realizar fundação direta através de sapatas. De salientar ainda que os pilares P17 e P20, por desempenharem a função de retenção do sistema de atirantamento, dispõem de maior área de contacto da sapata para além de terem um dispositivo de anti levantamento

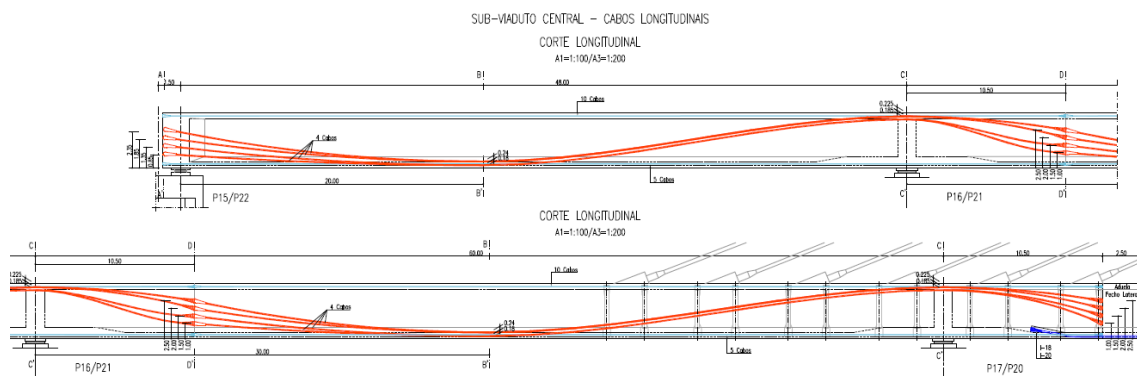


Fig48. Cabos curvos nos vãos de aproximação e cabos retos superiores e inferiores (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010)

Nos vãos laterais extremos (P15/P16 e P21/P22) há um cabo inferior por alma com 19 cordões e 8 cabos superiores por alma com 7, 12 e 15 cordões. No vão seguinte, os dois cabos superiores de 19 cordões deixam de existir permanecendo os outros 6, enquanto que os cabos inferiores passam a ser 4 por alma com 15 e 12 cordões (Fig49 e Fig50).

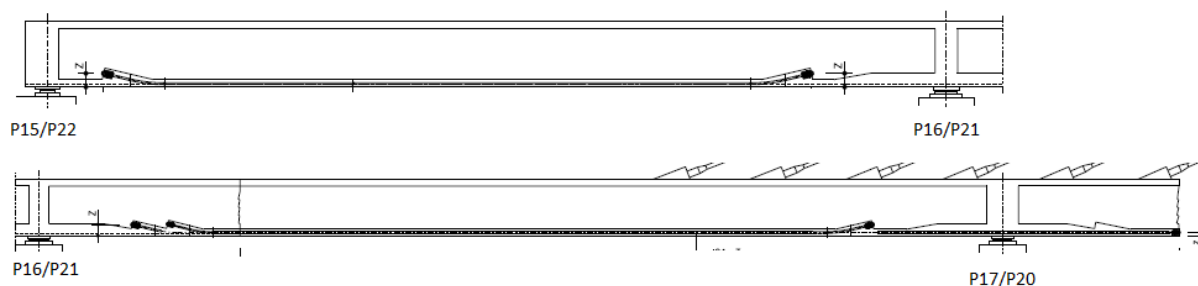


Fig49. Cabos inferiores dos vãos de aproximação - adaptado de (Martins 2011)

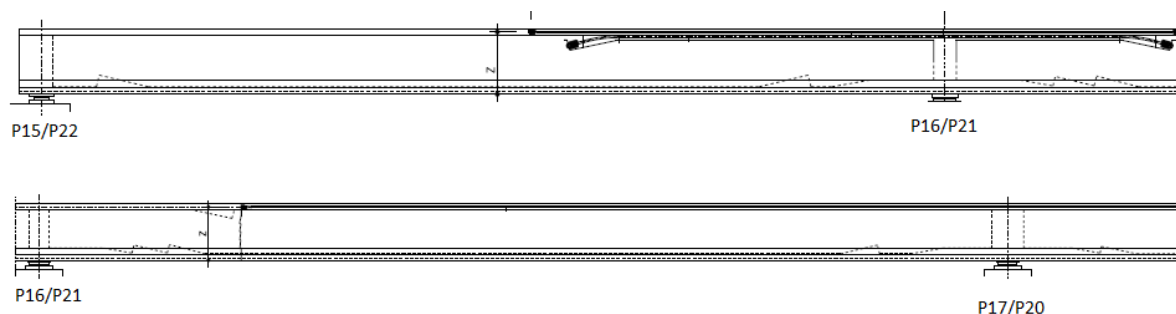


Fig50. Cabos Superiores dos vãos de aproximação – adaptado de (Martins 2011)

Na ligação da última viga à zona construída por aduelas há um cabo inferior de continuidade em cada alma com 19 cordões que se prolonga até à aduela lateral 9 (Fig51) (Martins 2011).

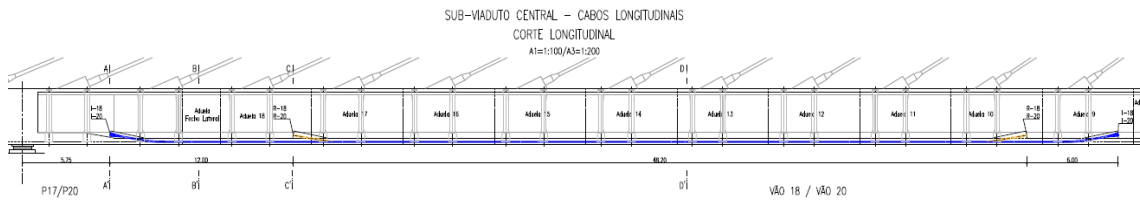


Fig51. Cabos de continuidade da zona contínua para zona atirantada (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010)

Na zona sobre os mastros há 3 cabos superiores por alma de comprimentos diferentes que terminam nas aduelas 1, 2 e 3 todos com 19 cordões (Fig52). Há ainda na zona de fecho central mais 3 cabos superiores por alma (27 cordões) que unem as duas aduelas 24, 23 e 21 e também cabos inferiores em cada alma (19 cordões) que unem as duas aduelas 23, 21, 19, 17, 16, 15 e 14 (Fig53) (Martins 2011).

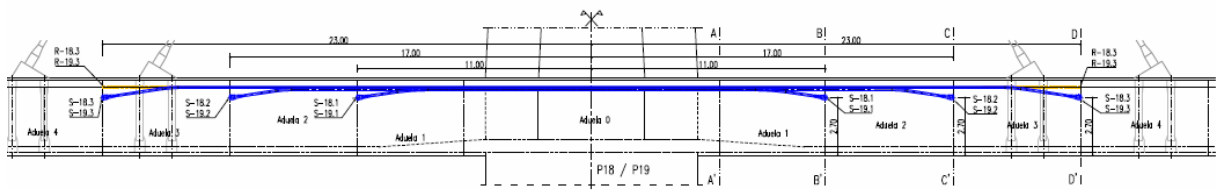


Fig52. Cabos superiores na zona dos mastros (AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, et al. 2010)

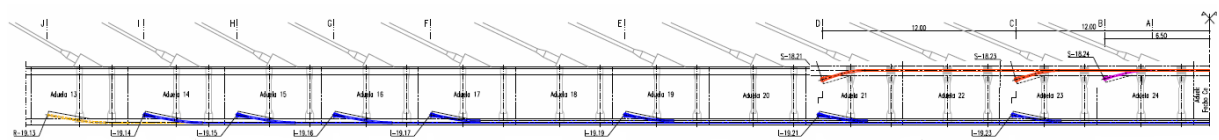


Fig53. Cabos de pré-esforço, superior e inferior, no fecho central, simétricos em relação ao eixo do vão central

Por último foram utilizadas barras de pré-esforço, regra geral, com comprimento de duas aduelas que permitiram a execução do método construtivo por avanços. Foram utilizadas 32 barras na laje superior e 16 na laje inferior sendo que as ligações entre barras acontecem de forma desfasada, isto é, nas aduelas pares terminam 16 barras superiores e 8 inferiores e nas aduelas ímpar terminam as outras barras (Fig54) (Martins 2011).

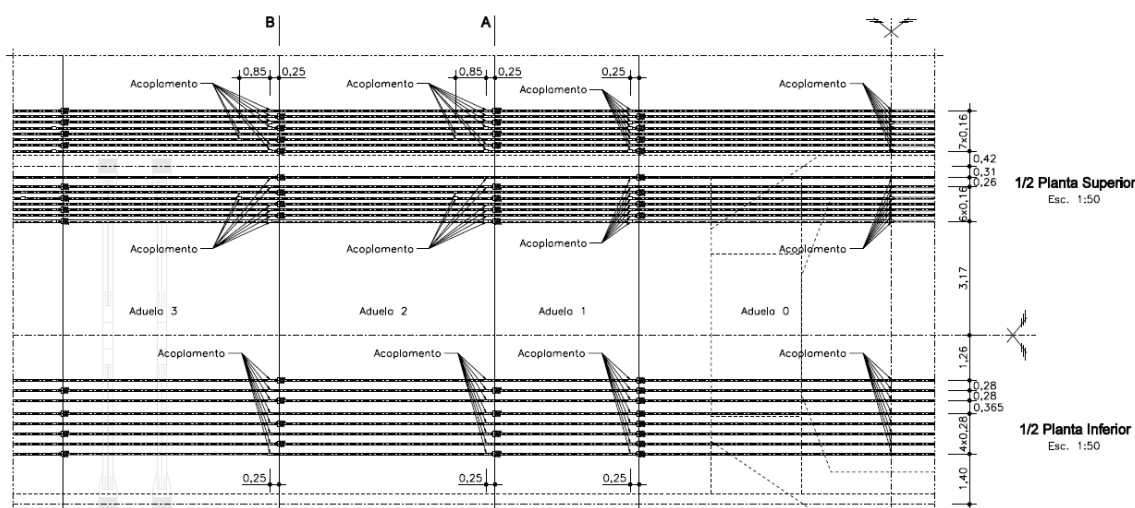


Fig54. Barras de pré-esforço acopladas a cada par de aduelas de forma desfasada (Martins 2011)

Quanto às propriedades do material de pré-esforço, foi utilizado aço A1670/1860 com módulo de elasticidade 195GPa e área por cordão 140mm^2 à exceção das barras que são do tipo Macalloy, 1030MPa, com 36mm de diâmetro e módulo de elasticidade 170GPa (Martins 2011).

4.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Dada a magnitude da obra, é difícil isolar acontecimentos pois houve várias frentes de obra e, como tal, diversos elementos a ser construídos em simultâneo. Contudo é possível perceber a lógica construtiva de um modo geral.

Como não podia deixar de ser, a primeira fase da obra foi a realização das fundações sendo que a dos pilares 15 e 16 apenas foi realizada quando os mastros e o pilar 21 já tinham iniciado a sua elevação. A modelação das sapatas não foi feita visto não ser relevante para o funcionamento global da estrutura. Apenas se considerou o encastramento do elemento correspondente à primeira elevação dos pilares assim que esse elemento nasce. Seguidamente, procedeu-se ao desenvolvimento dos dois mastros e dos pilares. Os primeiros pilares a serem executados foram o 16 e 21 que tiveram um encadeamento bastante rápido sendo que nesta fase procedeu-se também ao arranque do pilar 20 e à conclusão dos mastros até à altura do tabuleiro. A fase seguinte foi a construção dos pilares 20 e 15, o arranque do pilar 17 e betonagem da aduela 0. Finalmente concluiu-se todos os pilares e prosseguiu-se com a construção dos mastros. Como se disse, este foi o panorama construtivo geral sendo que o início e fim dos elementos não são assim tão definidos.

De seguida, deu-se início à construção da zona atirantada por meio de avanços sucessivos com o desenvolvimento dos mastros a acontecer em simultâneo até dada altura. A sequência deste método construtivo foi:

- betonagem aduela i
- pré-esforço aduela i
- movimento carrinho i-1 para i
- tensionamento tirante da aduela i

Logo no início do processo de construção das aduelas verificou-se um problema dos tirantes na parte interior da secção o que levou, após o tensionamento do terceiro par de cabos, ao destensionamento de forma alternada dos três primeiros pares de tirantes de cada mastro. A sequência deste processo foi destensionamento seguido do tensionamento do terceiro cabo, em seguida o mesmo procedimento para o primeiro cabo e por último, de forma semelhante para o segundo cabo. Verificou-se que o desenvolvimento por avanços sucessivos se deu aproximadamente em simultâneo até à aduela 18. No entanto, como a execução dos vãos de aproximação aconteceu em alturas diferentes do cronograma, o fecho lateral não pôde ser feito na mesma altura. A cronologia consultada apenas consta datas para as tarefas referentes à zona atirantada e como tal não é possível ser exato nas datas de execução dos vãos de aproximação. Dada a regularidade na atualização da rede social da obra foi possível entender a sequência adotada na obra que teve algumas diferenças com o que foi inicialmente proposto no projeto de faseamento construtivo. Apesar desta situação não ser a ideal para a modelação correta do faseamento permitiu que o nascimento dos vários elementos fosse de encontro ao que realmente foi construído e assim aplicar as diversas cargas nos sistemas estruturais reais. Este é o aspeto crucial para que o modelo represente o funcionamento real da estrutura sendo essa a razão por se adotar este processo em vez de se seguir o estipulado no projeto.

O lado nascente começou o seu processo de construção, aproximadamente, enquanto estavam a ser feitas as aduelas 13 logo foi possível realizar o fecho lateral sem que houvesse grande interrupção no faseamento (Fig55). Um dado importante em relação ao que estava referido no projeto foi a realização do fecho lateral numa fase posterior à execução dos troços em consola da laje superior (Fig56). Isto tem influência pois desta forma apesar das consolas não serem pré-esforçadas longitudinalmente, no momento em que é tensionado o tirante esses elementos recebem forças de compressão em conjunto com o resto da secção.



Fig55. 15 Maio 2012 - data de betonagem da aduela 13 e cimbria no vão 21
(Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.)



Fig56. 1 Setembro 2012 consolas terminadas e fecho lateral por fazer
(Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.)

O tempo entre a construção da aduela 18, última do vão lateral, e a aduela de fecho foi condicionado pelo retensionamento dos 13 primeiros tirantes para correção de geometria e ajuste de forças. Os quatro tirantes seguintes apenas foram retensionados após o fecho lateral e os últimos cinco após o fecho central.

Quanto ao lado nascente, houve um atraso na sua construção. Como tal, após a realização da aduela 18, ainda não era possível betonar a aduela de fecho pois ainda estava a ser construído o primeiro dos dois vãos de aproximação (Fig57).



Fig57. 1 de Setembro 2012 - cimbre no tramo 15 e aduela 18 a ser construída
(Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.)

Após o retensionamento dos 13 primeiros tirantes, de forma semelhante ao sucedido do lado poente, e depois de ser concluído o tramo 16 as consolas apenas estavam executadas até ao início do tramo 15. Aqui foi necessário alterar o método construtivo para que fosse possível prosseguir com a construção. A execução das consolas em vez de prosseguir o seu trajeto natural em direção à zona atirantada foi invertida para que houvesse semelhanças com o construído do lado nascente, isto é, terem também forças de compressão. A betonagem das consolas foi feita de forma progressiva com o tensionamento dos tirantes (Fig58).



Fig58. Avanço do tensionamento dos tirantes do lado poente em conjunto com progressão das consolas do tabuleiro (Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana s.d.)

Por último, é de referir que o retensionamento dos últimos tirantes foi feito em simultâneo nos quatro panos e de ordem inversa. Isto é, começou-se com o retensionamento dos tirantes 22 seguido da aplicação do primeiro conjunto das restantes cargas permanentes, depois o retensionamento dos tirantes 21 com a aplicação do segundo conjunto das restantes cargas permanentes e finalmente o retensionamento dos tirantes 20 e aplicação das últimas restantes cargas permanentes.

RCP1: new jersey, lancis e 3 cm de espessura de betão betuminoso de regularização

RCP2: 5 cm de pavimento betuminoso

RCP3: guarda corpos, guardas de segurança metálicas, enchimento de passeios e cornijas

Em relação ao pré-esforço, apesar de não ter sido modelado dessa forma, pode-se dizer que de forma genérica as aduelas do mastro 19, ou seja lado nascente, foram pré-esforçadas após 1 dia do dia de betonagem enquanto as aduelas do mastro 18 foram pré-esforçadas após 2 dias.

O objetivo da modelação é essencialmente avaliar a influência do faseamento construtivo no comportamento a longo prazo da ponte sendo que a zona de maior interesse é a parte atirantada. Como tal, tentou-se que todas as tarefas diretamente ligadas à construção da parte atirantada fossem modeladas em concordância com o que realmente aconteceu durante a obra desde dia de betonagem, pré-esforço, movimento de carrinho, atirantamento e até a elevação do mastro. Isso tornou o trabalho bastante moroso e pesado no ponto de vista de cálculo devido à quantidade de fases existentes. Assim, decidiu-se tentar condensar e simplificar nas tarefas relacionadas com os vãos de aproximação, isto é, sempre que se achou apropriado agrupou-se várias fases de elevação dos pilares de forma a reduzir o número de fases e devido à incerteza nos dias de betonagem dos vãos e consolas dispensou-se a consideração do peso dos elementos enquanto não eram autoportantes, ou seja enquanto cofrados. Esta decisão foi tomada pois ao dia do carregamento nos pilares devido à construção dos tramos laterais já havia passado tempo suficiente para que os efeitos de fluência não fossem significativos no

desempenho da estrutura. Considerou-se uma idade média que representasse o agrupamento e descomplicasse a modelação do processo construtivo. Tendo isto em conta, apresenta-se de seguida as fases consideradas para a modelação do faseamento construtivo do Sub-viaduto Central do Corgo (Tabela 6).

Tabela 6. Fases consideradas do faseamento construtivo

Modelo			
Elemento	Fases	Elemento	Fases
sapatas	n/0	Desmontagem carrinho aduelas	n/4
P15	n/3	Movimento do carrinho aduelas mastro 18	n/24
P16	n/1	Movimento do carrinho aduelas mastro 19	n/24
P17	n/3	Tensionamento tirantes mastro 18	n/22
P18*	n/5	Tensionamento tirantes mastro 19	n/22
P19*	n/7	Execução Tramos Nascente	n/2
P20	n/5	Execução Abas Nascente	n/10
P21	n/4	Execução Tramos Poente	n/2
P22	n/7	Execução Abas Poente	n/10
M18*	n/17	Destensionamento tirantes do Pilar 18	n/3
M19*	n/17	Tensionamento tirantes do Pilar 18	n/3
Betonagem aduelas mastro 18	n/27 (0-18)+FL+(19-24)+FC	Destensionamento tirantes do Pilar 19	n/3
Betonagem aduelas mastro 19	n/27 (0-18)+FL+(19-24)+FC **	Tensionamento tirantes do Pilar 19	n/3

Pré esforço aduelas mastro 18	n/27	Retensionamento tirantes do Pilar 18	n/22
Pré esforço aduelas mastro 18	n/27	Retensionamento tirantes do Pilar 19	n/22
Montagem carrinho aduelas	n/2		

*considera-se P18 e P19 a parte dos mastros inferior ao tabuleiro e M18 e M19 a parte superior

n/... - fase n de ...

** FL – fecho lateral e FC – fecho central

4.3. MODELO NUMÉRICO

A construção do modelo do Sub-viaduto Central do Corgo no código computacional DIANA foi iniciado pelo ex-aluno da FEUP André Azevedo. Na sua dissertação (A. F. Azevedo 2016) foi essencialmente modelado a geometria da ponte uma vez que o objetivo foi a execução de uma análise estática linear.

O modelo construído permite uma análise numérica a 3 dimensões em que os elementos escolhidos para simular o comportamento dos pilares, mastros e tabuleiro foram elementos de viga com 3 nós e 6 graus de liberdade por nó. Os elementos disponíveis no DIANA com estas características chamam-se "CL18B". Tanto os deslocamentos como as rotações são interpolados com funções quadráticas sendo por isso integrados na direção do eixo do elemento com 2 pontos de Gauss. Estes pontos são designados pelo programa de cálculo como "Stress Points", ou seja, é nestes pontos que são calculadas as tensões dos elementos. Outra característica dos elementos utilizados é a integração numérica na secção transversal. Como já se explicou, esta possibilidade é extremamente importante para poder reproduzir eficazmente os efeitos do faseamento construtivo e dos efeitos diferidos. As secções transversais destes elementos foram definidas através da composição de várias zonas com a configuração de quadriláteros. Tentou-se simplificar o mais possível a secção de forma a que área e inércias fossem suficientemente próximas para que essas alterações não tivessem impacto na análise. O DIANA permite isto através de "Arbitrary Zones" em que se define as coordenadas de cada quadrilátero em relação ao centro geométrico da secção sendo também cada uma dessas zonas as zonas de integração.

Cada secção transversal do tabuleiro ao longo do Sub-viaduto foi dividido em 16 ou 18 zonas sendo que para cada uma dessas zonas o número de pontos de integração utilizado por defeito são 3 pontos de Simpson em cada direção. Na definição das secções procedeu-se a uma alteração em relação ao modelo existente devido a uma potencialidade do programa de cálculo. Para se aproximar o mais possível do faseamento construtivo utilizou-se o comando "MERGE" para juntar elementos coincidentes o que foi particularmente útil para reproduzir a construção das consolas dos vãos laterais numa fase posterior ao resto do tabuleiro. Duplicou-se as linhas/elementos representativos dos tramos laterais e atribui-se a uns a secção correspondente à primeira fase da betonagem e aos outros a correspondente às consolas. Após a ativação do elemento coincidente o DIANA interpreta-o como elementos que partilham os mesmos nós em que tem materiais de idades diferentes e onde apenas o núcleo central está pré-esforçado.

Em relação ao tabuleiro é importante referir que a configuração longitudinal foi feita sem a consideração de variações no centro geométrico das secções sendo por isso necessário introduzir, após

a análise, os efeitos devido à excentricidade em relação ao eixo da secção suspensa (A. F. Azevedo 2016). Ainda, cada aduela foi modelada através de dois elementos havendo por isso 5 nós por cada aduela de 6m. Esta decisão foi tomada de modo a possibilitar a ligação com os tirantes que acontece aproximadamente no ponto intermédio de cada aduela. Cada tirante foi modelado por apenas um elemento de treliça pois é um elemento com apenas deformações axiais. O elemento do DIANA é "L2TRU" onde se procede a uma interpolação linear. A distribuição de massa deste elemento numa análise a 3 dimensões é incompleta logo se for necessário realizar análises dinâmicas no futuro será necessário alterar estes elementos. Para simular os destensionamentos e retensionamentos, visto não ter sido possível alterar a tensão instalada no elemento ao longo da construção, foi necessário duplicar todos os elementos representativos dos tirantes e triplicar os três primeiros pares de tirantes de forma a que com a ativação e desativação dos elementos se reproduzisse essas fases construtivas.

Definiu-se para os pilares e mastros uma quantidade de elementos que permitisse uma análise de segunda ordem nesses elementos estruturais. Dividiu-se de forma regular o comprimento total dos pilares por 11 elementos e devido à maior altura dos mastros considerou-se 18 elementos para a parte inferior ao tabuleiro. A parte superior dos mastros na zona de bifurcação tem 5 elementos por "perna" e 23 elementos no resto do mastro devido principalmente à variação das secções.

As ligações tirantes/tabuleiro e tirantes/mastro foi feita tendo em conta a ligação real na face dos elementos estruturais. Foram, por isso, criadas ligações rígidas que unem os nós extremos dos elementos de treliça com os nós dos elementos correspondentes ao tabuleiro e mastro (Fig59). Quanto à ligação entre o tabuleiro e os mastros usou-se também ligações rígidas para simular a ligação monolítica existente na obra (Fig60).

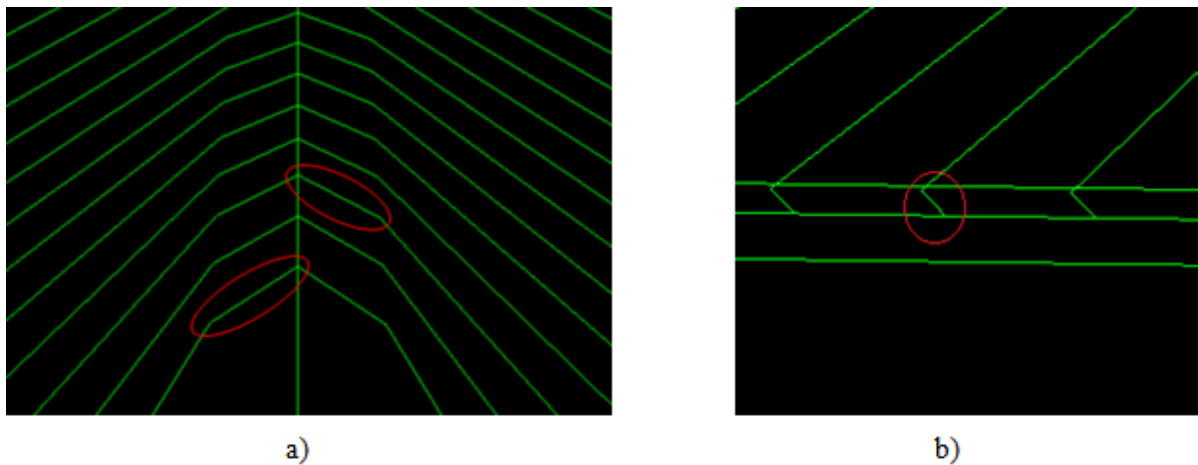


Fig59. Ligações rígidas dos tirantes: ao mastro a); ao tabuleiro b)

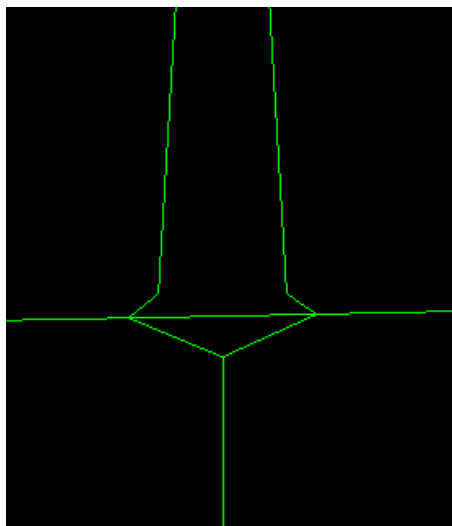


Fig60. Ligação monolítica dos mastros ao tabuleiro

Como já foi referido na descrição da obra, a ligação ao tabuleiro dos dois pilares mais extremos de cada lado foi realizada com aparelhos de apoio que permitem deslocamentos longitudinais, mas bloqueiam deslocamentos transversais enquanto que os mais próximos da zona atirantada garantem a compatibilidade dos deslocamentos nas duas direções. Assim, utilizou-se "TYINGS" que permitem compatibilizar deslocamentos e rotações entre nós de elementos nos graus de liberdade pretendidos. Através de "EQUAL" translação (T) longitudinal (1) transversal (2) e vertical (3) e rotação (RO1) garantiram-se as compatibilidades necessárias. Durante o faseamento construtivo e os ensaios de carga efetuados imediatamente após a conclusão da obra todos os graus de liberdade de translação e rotação longitudinal estiveram bloqueados sendo apenas após essa fase que se procede à libertação dos deslocamentos longitudinais dos pilares 15, 16, 21 e 22. Sendo que existem duas fases para os tyings designou-se para os tyings na fase construtiva como:

TYCP** (**número do pilar)

e para a fase em serviço:

TYP** (**número do pilar)

Nos pilares de transição entre os Sub-viadutos Laterais e o Central alterou-se a ligação ao tabuleiro pois a modelação representa os pilares 15 e 22 pelo eixo central, contudo estes pilares têm 2 pares de aparelhos reduzindo dessa forma o vão total entre pilares (Fig61). A distância entre eixos desses pilares ao pilar consecutivo é 49,5m enquanto que a distância entre apoios é apenas 48m. A diminuição da distância aumenta a rigidez desse vão por isso a forma utilizada para alterar o modelo sem refazer os pilares e possibilitar a modelação dos Sub-viadutos laterais numa fase futura foi a criação de ligações rígidas com 1,5m para cada lado do eixo onde, nos nós extremos, se faz a ligação ao tabuleiro (Fig62).



Fig61. Junta do P15 com dois conjuntos de aparelhos de apoio, um para cada vão (trabalho de campo)

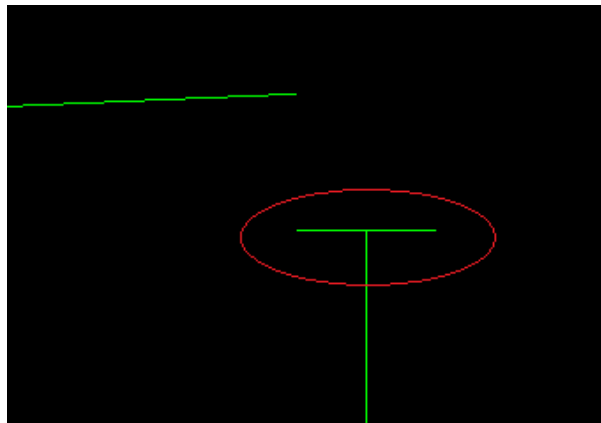


Fig62. Ligação rígida dos pilares 15 e 22 ao tabuleiro

Ao modelo existente foi necessário introduzir o projeto de pré-esforço. Os grupos de cabos já foram referidos previamente neste documento. Durante a modelação tirou-se partido da repetição de vários cabos e barras. Visto que a modelação não tem como objetivo a análise transversal e todos os elementos estarem representados no mesmo plano não se considerou o afastamento transversal entre cabos. Desta forma foi possível reproduzir diversos cabos com apenas um elemento de armadura. O DIANA permite a introdução de pré-esforço através de "Reinforcement", ou seja, elementos de armadura onde se aplica pós-tensão "POSTTENS". A esses elementos foram atribuídas as propriedades do material do aço correspondente e a área equivalente ao grupo de cabos ou barras reproduzidos. A maioria dos cabos tem uma configuração retilínea, contudo, à exceção das barras de pré-esforço das aduelas, têm no início e no final da extensão concordâncias parabólicas que foram materializadas no DIANA através da introdução de 3 pontos representativos e através do comando "PARABO" que força a ligação entre os pontos a ter a configuração pretendida. Ainda, dada a proximidade dos cabos e barras de pré-esforço na zona superior do tabuleiro às ligações rígidas dos tirantes foi necessário especificar os elementos nos quais deveriam ser embebidos os elementos de

armadura. Na definição do material de pré-esforço considerou-se o elemento como não aderente "NOBOND" de forma a possibilitar o tensionamento sendo depois ativada a aderência.

Para a construção do ficheiro que permite realizar a análise faseada construíram-se "SET'S" com nomes representativos dos grupos dos elementos para facilitar a sua ativação ao longo da análise. Verificou-se nesta fase que o facto da modelação inicial do viaduto não ter tido em consideração o faseamento construtivo prejudicou um pouco o rigor na discretização das várias fases. A divisão regular do comprimento dos pilares assim como os vãos de aproximação à zona atirantada não permitiu o agrupamento real das diversas fases. Procurou-se em ambos os casos tentar agrupar o melhor possível os elementos para que representassem o faseamento real.

Para possibilitar a compreensão do modelo a possíveis utilizadores e posterior desenvolvimento do estudo do viaduto referem-se as designações escolhidas para os diversos elementos constituintes da obra. Primeiro, todos os pilares são designados pela letra P estando incluindo a parte inferior ao tabuleiro dos mastros. Assim cada fase dos pilares é designada por:

P**F** :

exemplo P15F2 (2ª fase do pilar 15)

sendo que o número de fases em cada pilar está referida na Tabela 6.

Para a parte superior dos mastros foi adotado mesmo processo, porém, a letra P foi substituída por M, ou seja, M18F** e M19F**.

Em relação às ligações dos pilares P15 e P22 ao tabuleiro escolheu-se o nome de LIGP15 e LIGP22 respetivamente enquanto que as ligações dos mastros foram subdivididas em duas partes LGP1*SUP e LGP1*INF sendo que a primeira representa a ligação superior ativada em conjunto com a primeira fase do mastro respetivo e a segunda refere-se à ligação inferior ativada no momento do início da construção do tabuleiro (aduela 0). Por último, a ligação da bifurcação ao restante fuste dos mastros chama-se LGM1*.

O tabuleiro foi essencialmente dividido em 2 partes. A zona atirantada, construída por aduelas em que se tirou partido da simetria construtiva e agrupou-se cada parte de aduelas (lateral e central). Assim a designação para cada par é:

A**P**:

exemplo: A15P18 (aduelas 15 do pilar 18)

AFLP19 (aduela fecho lateral do pilar 19)

ADFC (aduela de fecho central)

Os vãos de aproximação foram designados por tramos, ou seja:

TRAMO**

exemplo: TRAMO16

coincidindo a ativação destes elementos com a ativação dos “tyings” correspondentes.

À ativação dos tirantes está associada a ativação das respetivas ligações. O nome escolhido para os tirantes teve em consideração a fase em que o elemento é ativado sendo que, como foi dito, cada tirante precisou de pelo menos 2 elementos. Os primeiros tirantes, ou seja, os três primeiros pares de cada mastro, têm três elementos cada tirante devido aos destensionamentos efetuados numa fase inicial da obra. Ao primeiro elemento de cada tirante, isto é, o primeiro a ser ativado designou-se como:

IT**P**

exemplo: IT4P18 (tirante 4 do pilar 18)

os tirantes consecutivos ao destensionamento, exclusivo aos 3 primeiros pares de tirantes de cada pilar chamam-se:

DT**P**

exemplo: DT2P19 (tirante 2 do pilar 19)

por fim, os elementos dos tirantes referentes aos retensionamentos são:

T**P**

exemplo: T22P19 (tirante 22 do pilar 19)

As ligações são sempre as mesmas ao longo do tempo e são designadas como

LGP**T22

exemplo: LGP19T18 (ligações do tirante 18 do pilar 19 ao mastro e ao tabuleiro)

Para a determinação das forças a aplicar em cada tirante através de pré-tensão foi necessário construir modelos auxiliares, concretamente 47 modelos. As forças indicadas no projeto tanto para a fase inicial, como para após destensionamento e retensionamentos dizem respeito às forças que ficam instaladas nos tirantes. Como tal, quando se aplica essas forças na estrutura, devido à deformada ascendente do tabuleiro há uma diminuição da tensão instalada. Assim, como essas perdas dependem exclusivamente da rigidez da estrutura construiu-se para cada par de tirantes um modelo em que estivessem ativadas apenas as partes existentes nas fases inicial, após destensionamento e retensionamento e em que a única força a atuar é a do tirante no qual se pretende determinar a força. Com a redução verificada em cada tirante corrigiu-se as forças em cada tirante sendo essas as que realmente se aplicaram no modelo. Com isto admite-se um erro pequeno que irá sempre existir devido à variação dos módulos de elasticidade quando se introduz efeitos de maturação dos materiais na análise viscoelástica.

Quanto ao pré-esforço, agruparam-se os vários cabos instalados na mesma fase de forma a simplificar a sua ativação. Na zona atirantada foram designados como

BP**A**

exemplo: BP19A12 (barras superior e inferior da aduela 12 do pilar 19)

note-se que nestes “SET's” estão ainda incluídos, quando aplicável, cabos que não sejam barras mas tenham sido aplicados na mesma fase, como por exemplo os cabos na zona superior dos mastros.

Nos fechos foi dado um nome diferente sendo eles: BP**AFL para fecho lateral e PREFC para o fecho central.

Nos vão laterais o nome é de acordo com o tramo respetivo, ou seja,

PTRAMO**

Estes nomes foram os escolhidos para facilitar a ativação durante o faseamento construtivo, contudo cada cabo e barra de pré-esforço tem nome próprio sendo que se tentou manter o mais possível as designações do projeto (Tabela 7).

Tabela 7. Designação dos cabos de pré-esforço

	Superior	SA**P1*L (lateral) SA**P1*C (central)	Fecho Central	Superior	SA* *: 21/23 ou 24
				Inferior	IA* *: 14/15/16/17/19/21/23
Barras	Inferior	IA**P1*L (lateral) IA**P1*C (central)	Cabos Laterais	Superior	S*C1C6 S*C2C5 S*C3C4 *: 16/17/20/21 - dependendo do tramo S**C7 S**C8 **: 16 ou 21
				Inferior	I15 I22 I**C* **: 16 ou 21 *: 1/4
Curvos	Tramo 15	RTL3N* *: 1/4	Mastros	Superior	S**A* **: 18 ou 19 (pilar) *: 1/2/3 (aduela)
	Tramo 16	RTL2N* *: 1/4			
	Tramo 20	RTL4N* *: 1/4	Continuidade	Inferior	I18 I20
	Tramo 21	RTL5N* *: 1/4	Cabos retos laterais	Superior	SB** **: 15/16/21/22 (pilar onde começam)
				Inferior	IB** **: 15/16/21/22 (pilar onde começam)

As armaduras ordinárias não foram modeladas porém foi considerado o seu contributo para o peso próprio dos elementos, ver (Tabela 8)

A forma permitida pelo DIANA de implementar intervalos de tempo na análise é através do módulo "NONLIN" apesar da análise pretendida ser viscoelástica. Consegue-se ativar apenas as partes presentes na respetiva fase através do módulo "BEGIN ACTIVE" especificando depois se é elemento,

armadura, “tying”, apoio, etc. É possível ainda para cada fase substituir qualquer parte do ficheiro original através do módulo "INPUT" sendo que no caso em estudo apenas foi necessário substituir constantemente a tabela de cargas. Depois de especificados estes fatores é ainda necessário transmitir ao DIANA que os elementos de armadura são aderentes, ou seja, apesar de terem sido especificados no material como "NOBOND" eles na realidade, após o esticamento, são aderentes. O comando fornecido para reproduzir, isto é, o "PHYSIC BOND REINFO" que deve ser escrito com a totalidade do pré-esforço aderente sempre que há um módulo “EXECUTE”, mas apenas pode ser incluído nesse comando na fase seguinte a ser ativado. O bloco "EXECUTE" é o que permite a execução de intervalos sejam eles de tempo ou de carga.

Como se disse, foi necessário alterar constantemente o ficheiro de cargas a atuar em cada fase. Isto acontece na medida em que foi necessário acompanhar a movimentação dos carrinhos de aduelas e também reproduzir o peso próprio dos segmentos betonados enquanto eles ainda não tinham capacidade de ser autoportantes, isto é, ainda muito jovens sem tempo de maturação. Como se disse, devido aos desconhecimentos das datas exatas de betonagem dos tramos laterais e consolas achou-se desnecessário representar o seu peso durante o tempo de cofragem assim como o peso dos cimbres pois visto que essa carga é transmitida diretamente aos pilares e isso pouca influência tem na estrutura. Desta forma reduziu-se e simplificou-se bastante a quantidade de ficheiros de carga necessários.

Os ficheiros de carga ao longo do faseamento têm o nome esclarecedor das cargas aplicadas na respetiva fase, exemplificando;

C19A**_C18A**_B*A**

A legenda destes nomes correspondente a carrinho na aduela ** do pilar 19, carrinho na aduela ** do pilar 18 e por último, apenas quando aplicável, peso do betão da aduela ** do pilar * enquanto o elemento não nasce. Há ainda as variantes:

C19A18C ou C18A18C

utilizado para representar a fase em que é feita a desmontagem dos carrinhos laterais, mas na zona central ainda não avança para a aduela seguinte. Por último, os ficheiros RCP1, RCP2, RCP3 contemplam a aplicação da totalidade das cargas permanentes aplicadas até à respetiva altura e os ficheiros ENSAIO* tem as 18 configurações dos ensaios de carga. De salientar que estes nomes representam a carga mais recente a ser aplicada, querendo com isto dizer-se que cargas base como peso próprio, pré-esforço ou forças de tirantes são transversais a todos os ficheiros de cargas. Como as cargas são aplicadas em elementos ou nós do modelo, qualquer alteração necessária tanto ao nível das forças "base" aplicadas ou alteração no modelo propriamente dito que leve a alteração na numeração dos nós/elementos faz com que seja necessário alterar nos 130 ficheiros de carga esse dado.

Para concluir, o faseamento construtivo tem como origem o dia 1/11/2010, momento de betonagem da primeira fase do pilar 19. Cada fase é designada pelo dia em que acontece utilizando sempre como dia 0 a referência mencionada. Destacam-se das 340 fases consideradas no faseamento o dia 870 e o dia 1012 como dias em que se procede ao nascimento do fecho central e à alteração dos tyings (condições de ligação do tabuleiro aos pilares), respetivamente. Com isto, dependendo do tipo de análise, estima-se um tempo de cálculo de 20h para cada análise pretendida.

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1. ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Nesta secção procede-se à análise e comentário das principais fases do faseamento construtivo quer ao nível de deslocamentos do tabuleiro quer nas variações nas forças dos tirantes.

Como primeira e melhor estimativa do comportamento da estrutura considerando efeitos viscoelásticos numa análise faseada definiram-se os materiais com as propriedades demonstradas na Tabela 8 e Tabela 9. Segundo o projeto do faseamento construtivo da obra considerou-se uma temperatura exterior constante de 15°C e humidade relativa 70%. Para além disso, é referido que o cimento é da classe N. O código utilizado para a fluência e retração foi o CEB-FIB 1990, pois, apesar de existirem modelos atualizados não eram facilmente utilizados pois teriam de ser introduzidos através de rotinas fortran. A relaxação do aço não foi considerada nas análises.

Tabela 8. Propriedades do betão

	Densidade(Kg/m ³)	Classe	Idade de nascimento	A_c (m ²)	u (m)	h_0 (mm)
Pilar 15	2548,42	C40	15	14,8032	59,22	500
Pilar 16	2548,42	C40	15	11,6036	51,58	450
Pilar 17	2548,42	C40	15	13,3032	53,22	500
Pilar 18	2548,42	C40	1	26,0485	86,8	600
Bifurcação 18	2548,42	C50	1	17,5	24	1458
Fuste 18	2548,42	C50	1	19,59	20,6722	1895
Pilar 19	2548,42	C40	1	26,0485	86,8	600
Bifurcação 19	2548,42	C50	1	17,5	53,22	1458
Fuste 19	2548,42	C50	1	19,59	51,58	1895
Pilar 20	2548,42	C40	15	13,3032	53,22	500
Pilar 21	2548,42	C40	20	11,6036	51,58	450
Pilar 22	2548,42	C40	15	14,8032	59,22	500
Aduelas do pilar 18 + fecho central	2768,155*	C50	2	16,1831	89,1473	363
Aduelas do pilar 19	2768,155*	C50	1	16,1831	89,1473	363
Vãos de aproximação (sem abas)	2581,549**	C50	3	10,5516	54,4055	390
Abas do vão de aproximação	2841,264***	C50	3	5,2202	33,6272	310

* inclui peso de blocos de ancoragem, armaduras e escoras de betão pré-fabricado

** inclui armaduras

*** inclui armaduras e escoras de betão pré-fabricado

Tabela 9. Propriedade dos aços

	Densidade(Kg/m ³)	E (GPa)	Diagrama de endurecimento			
			* $k_{f_{p0,1k}}$ (MPa)	$k_{f_{p0,1k}}/E$	$k_{f_{pk}}$ (MPa)	ε_{uk} (%)
Tirantes	8664,63	195	-	-	-	-
Pré-esforço – Cabos	8664,63	195	1758	0,9	1953	3
Pré-esforço – barras	8664,63	170	880	0,52	1082	6

*k=1,05

Como já se disse, o ciclo tipo na construção da cada aduela consiste na betonagem seguido da aplicação do pré-esforço e num momento posterior o avanço do carrinho para a aduela construída com o tensionamento do tirante da aduela onde se situa o carrinho. Demonstra-se no Gráfico 13 a evolução dos deslocamentos num ponto intermédio da aduela 15 central do P18 visto ser representativa do que se pretende analisar. Contudo qualquer outro ponto poderia servir como referência.

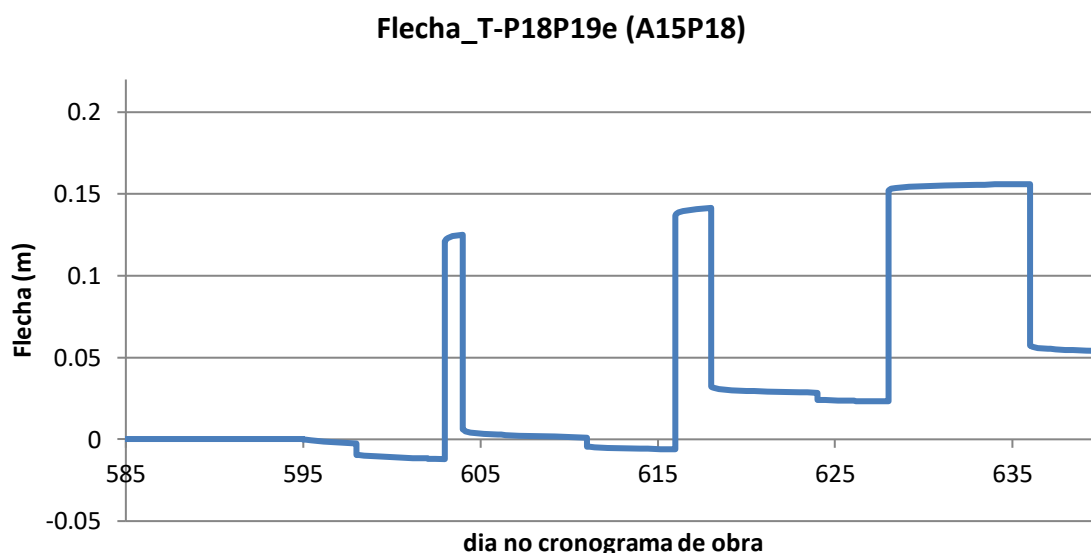


Gráfico 13. Desenvolvimento das flechas num nó intermédio da aduela 15 central do pilar 18

Como se verifica no Gráfico 13 no dia 595 há pouco movimento do nó. Apesar de ser o dia de nascimento da aduela é também o dia de aplicação do pré-esforço. Como tal, o levantamento provocado pelo pré-esforço compensa quase perfeitamente o efeito do peso próprio. No dia 598 verifica-se um deslocamento negativo significativo resultante do movimento do carrinho para esta aduela. A fluência leva a que esse deslocamento instantâneo aumente progressivamente até ao dia 603 quando é tencionado o tirante 13 e haja um movimento ascendente elevado. A descida do deslocamento deve-se à betonagem da aduela seguinte, sendo que apenas se volta a ressentir alterações na deformada quando o carrinho se volta a deslocar. Note-se que a ausência de variações dos deslocamentos neste período de tempo deve-se à reprodução do nascimento do elemento (num momento intermédio) com a aplicação de cargas no momento de betonagem. Esta sequência não se observa nas aduelas mais próximas dos mastros pois, devido à pequena dimensão da consola, as deformações são comandadas pelos deslocamentos descendentes dos próprios mastros (Gráfico 14).

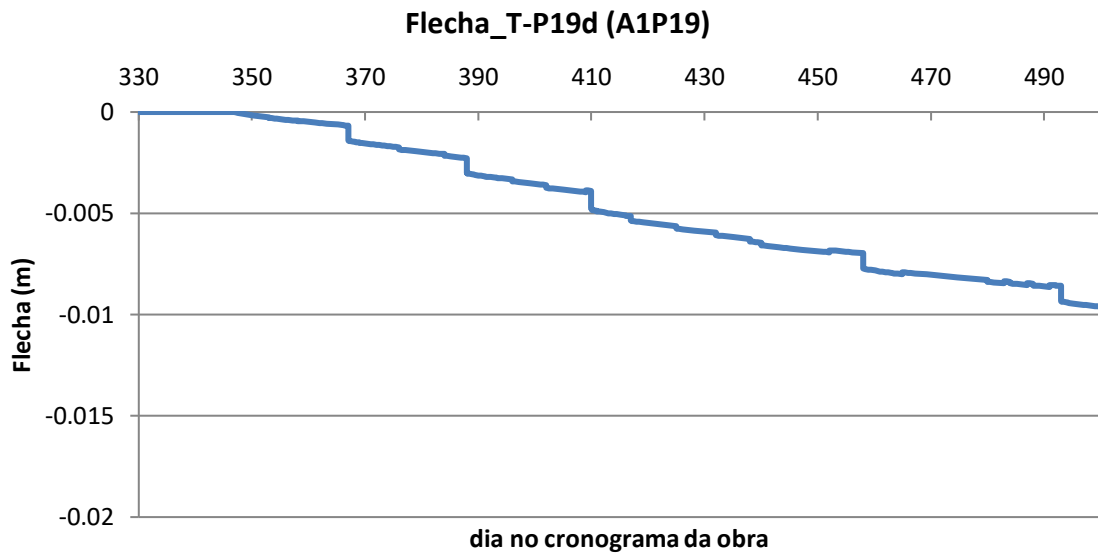


Gráfico 14. Desenvolvimento da flecha de um ponto intermédio na aduela 1 do pilar 19

Também é perceptível na variação das forças dos tirantes as diferentes fases do processo construtivo. Representa-se de seguida as forças no terceiro par de tirantes associado ao pilar 18.

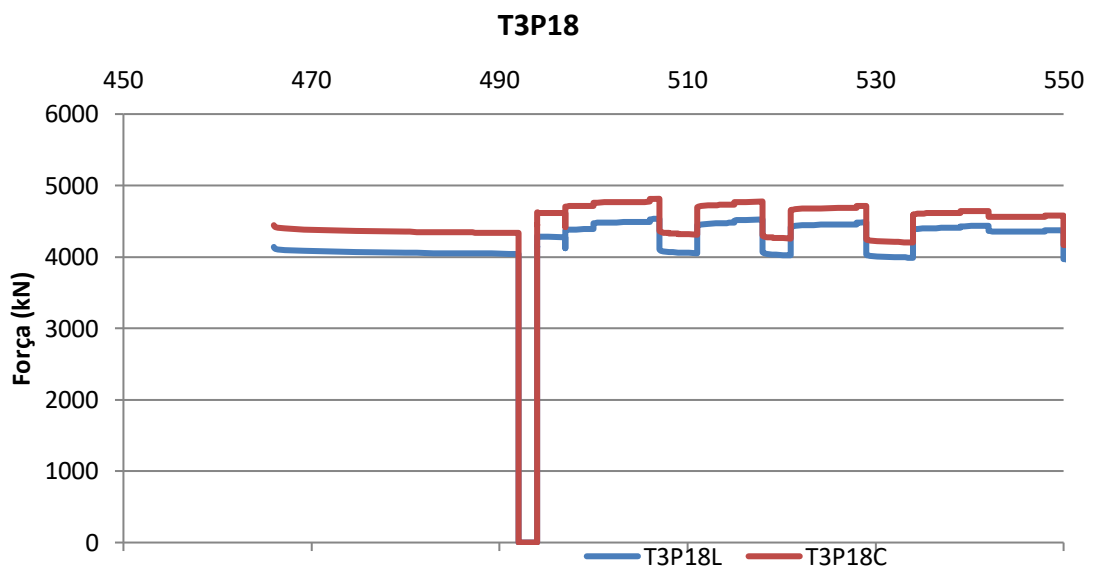


Gráfico 15. Variação das forças no 3º par de tirantes do pilar 18

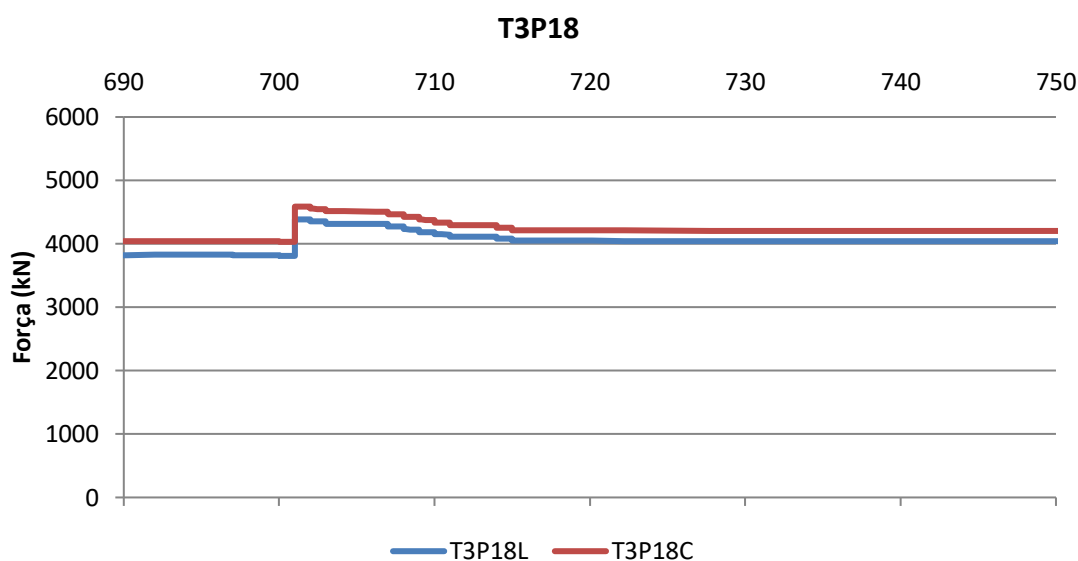


Gráfico 16. Efeito dos retensionamentos na força dos tirantes

Como se verifica no Gráfico 15, as forças nos tirantes mantêm-se aproximadamente constantes numa fase inicial pois não há nenhuma tarefa associada a este pilar até ao dia 492 quando se realiza os destensionamentos destes tirantes seguidos do tensionamento. Numa fase mais avançada é visível que há uma perda significativa de força pois nesse dia existe o tensionamento dos tirantes 4 e, como tal, o levantamento do tabuleiro funciona como uma força de compressão nos tirantes e consequentemente leva a uma redução da tensão instalada. O oposto acontece quando se procede às betonagens de aduelas que provoca um aumento de tensão. Outra fase interessante da obra está representada no Gráfico 16 onde é possível observar uma espécie de escada na força do tirante após o seu retensionamento devido às consecutivas ações de retensionamento nos tirantes mais avançados que, como já se referiu, provocam perda de tensão.

5.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM MONITORIZAÇÃO

Esta ponte está munida com instrumentos de medição em várias localizações representadas na Fig63. Como tal, esta secção pretende avaliar e comparar os valores medidos nesses instrumentos com os resultados obtidos no modelo construído e, dessa forma, validar e tentar perceber as tendências que estão a ser retiradas da monitorização do sub-viaduto central do Corgo. Os resultados sob o qual se prende esta discussão são as flechas do tabuleiro, as rotações longitudinais tanto do tabuleiro como dos mastros e por último as forças nos tirantes.

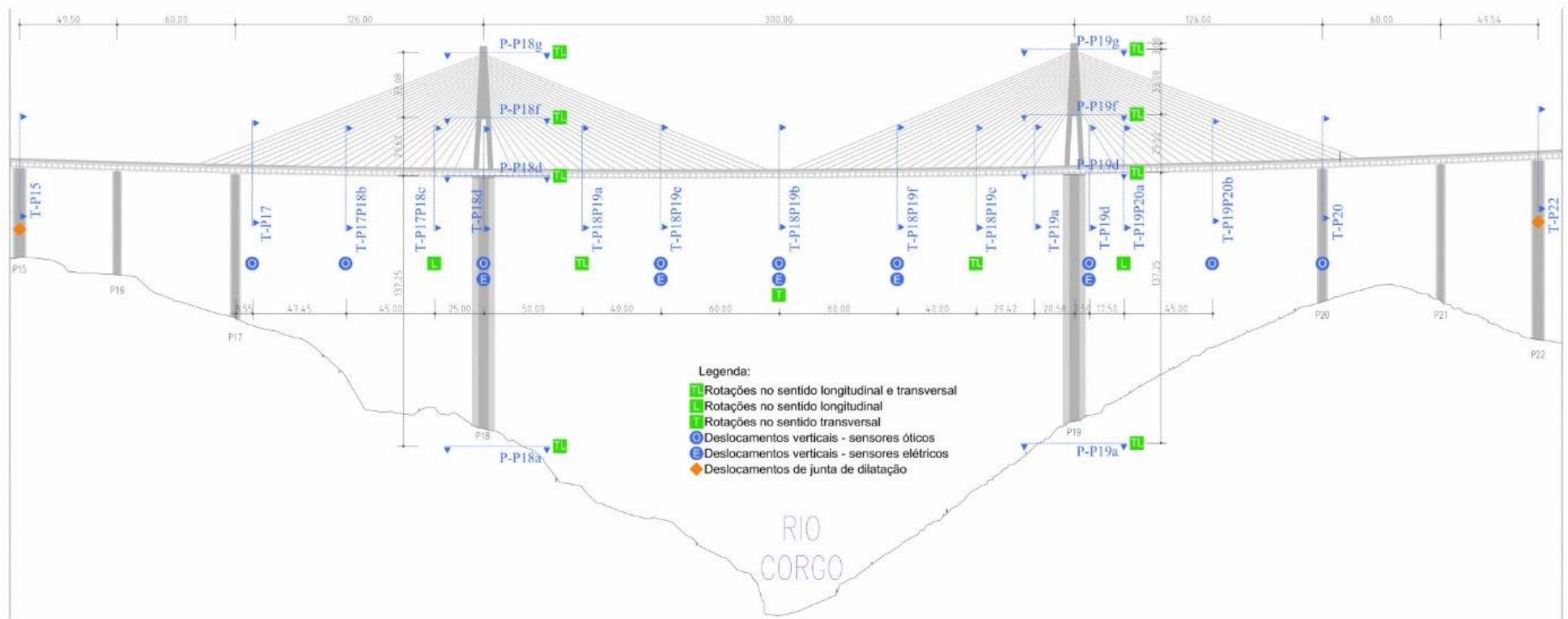


Fig63. Localização das seções instrumentadas no Sub-Viaduto Central (LABEST/FEUP and NewMENSUS Lda 2014)

5.2.1. FLECHAS

Em primeiro lugar analisam-se as flechas do tabuleiro em 7 das 9 localizações visto que o instrumento T-P18d serve como referência para os restantes aparelhos à exceção do T-P19P20b que tem como referência o T-P20. Como a medição das flechas “é feita sem qualquer referência física ao solo e apresenta um princípio de funcionamento baseado num nivelamento hidrostático e na aplicação do princípio dos vasos comunicantes a um circuito hidráulico interno que percorre longitudinalmente o Viaduto Principal” (Félix, et al. 2012) os resultados observados nos instrumentos de referência não têm significado no estudo efetuado. Para além disso, como os valores de instrumentação são em relação a uma referência é necessário corrigir as flechas retiradas do modelo através da diferença dos deslocamentos no ponto que se pretende analisar em relação à referência. Ainda, é possível transladar os resultados da instrumentação pois a flecha 0 é considerada numa dada data não tendo em consideração as flechas já existentes.

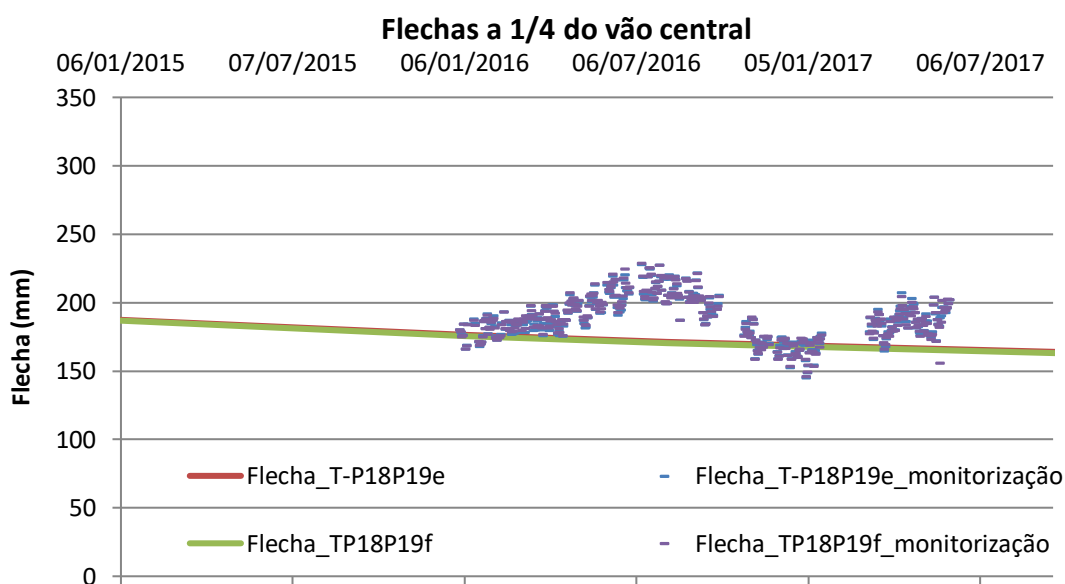
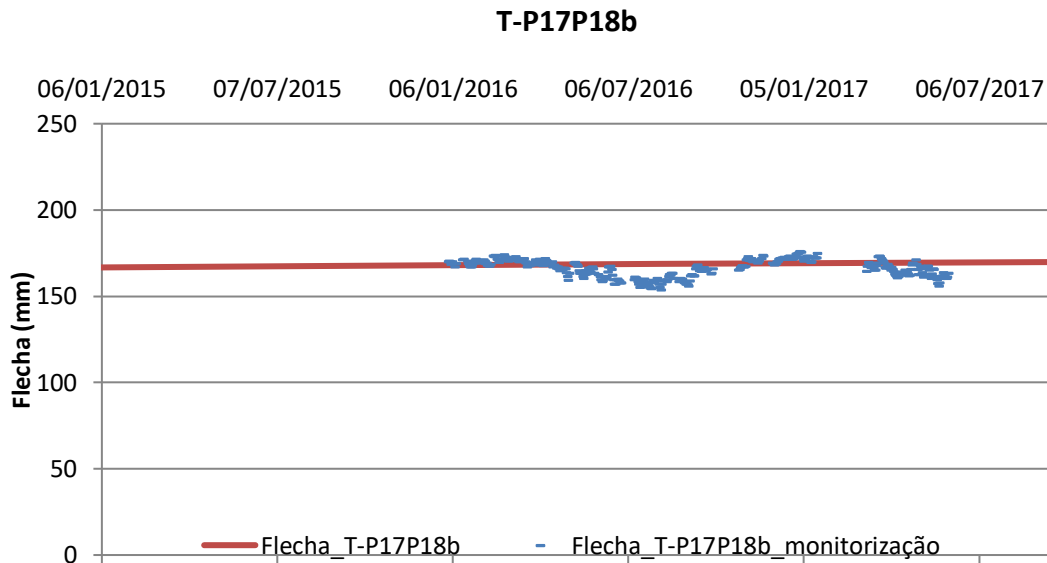
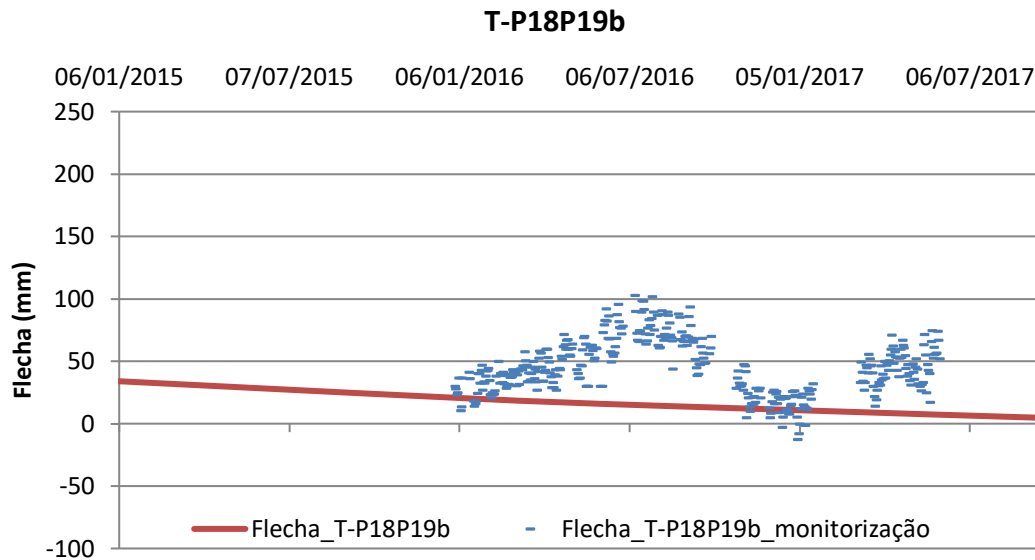


Gráfico 17. Flechas aproximadamente a 1/4 do vão central em relação a cada mastro



Dada regularidade nos valores instrumentados das flechas apenas ter início em 2016 é a partir dessa data que se pode observar as tendências. Será sempre impossível obter resultados no modelo construído que reproduzam as oscilações verificadas pela monitorização visto que os instrumentos são sensíveis à temperatura e no modelo este parâmetro é constante. Assim, apenas o desvio dos valores é analisado optando-se, por isso, acertar os resultados em janeiro de 2016 e a partir de aí observar a compatibilidade das flechas nesse mesmo mês. Consta-se que em ambos os casos, as tendências são reproduzidas pelo modelo. Enquanto no Gráfico 17 e Gráfico 18 há uma redução significativa das

flechas, isto é, o tabuleiro está lentamente a aproximar-se da posição teórica de projeto, nos vãos laterais o Gráfico 19 sugere que após 4 anos do fecho central a fluência já não tem quase impacto na estrutura. Uma explicação possível para esta observação está relacionada com a cronologia construtiva. Ou seja, é possível que a resultante de idades do betão do tramo central seja mais jovem no momento de fecho quando comparado com o tramo lateral e como foi visto no capítulo anterior ser mais suscetível à fluência. Outra explicação possível é a data de fecho, ou seja, o fecho central foi realizado numa altura muito mais tardia do que os fechos laterais e assim ainda estar numa fase do gráfico de fluência com derivada maior. Ainda, dada a maior extensão do vão central (24 aduelas contra 18) esta zona é mais flexível e como tal mais deformável. Dispensa-se a apresentação dos resultados do sensor T-P19P20b, aproximadamente simétrico ao T-P17P18b do Gráfico 19 pois a tendência é muito semelhante. A ordem de grandeza das flechas é inferior dada a maior proximidade ao mastro.

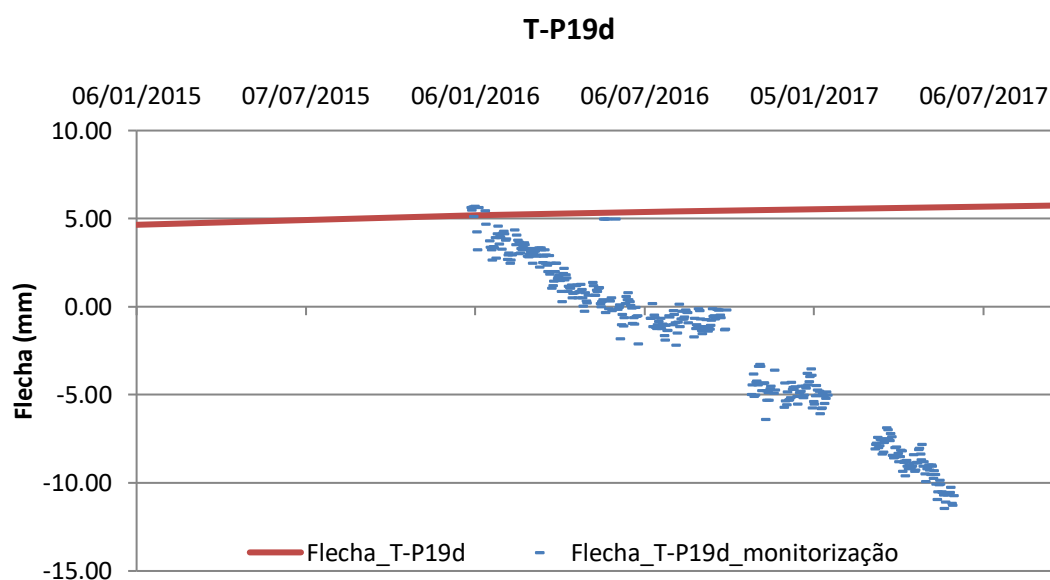


Gráfico 20. Flecha junto ao pilar 19 no vão lateral (A1P19)

No Gráfico 20 verifica-se que os resultados obtidos pelo modelo diferem totalmente da monitorização da ponte. Devido à simetria da ponte, mastros aproximadamente iguais, seria de esperar que a flecha medida fosse muito próxima de 0 e constante ao longo do tempo. A razão é, como já se disse, que as flechas representadas nos gráficos são em relação ao sensor/ponto de referência, ou seja, mesmo que o mastro 19 encurtasse muito a flecha medida continuaria a ser 0 no caso do mastro 18 ter o mesmo encurtamento. É difícil perceber qual a razão do aparelho T-P19d estar a medir flechas negativas, contudo, dada a grande dimensão dos pilares qualquer alteração no tipo de cimento pode influenciar o desenvolvimento dos deslocamentos. Isto é, como o betão dos mastros foi produzido em diferentes condições e com agregados diferentes os processos de hidratação são diferentes e como tal a retração e fluência a que estão sujeitos são diferentes. Excluindo esta possibilidade e considerando que o comportamento dos materiais é igual então pode-se considerar ainda a hipótese de existir um assentamento gradual da fundação. Como o modelo não tem em consideração este tipo de situações, a resposta que apresenta vai de encontro à expectativa inicial, ou seja, flechas muito pequenas e declive perto do nulo.

5.2.2. ROTAÇÕES

Em relação às rotações os dados da monitorização apenas podem ser apresentados a partir de janeiro de 2015 para os inclinómetros associados ao mastro 18 e a partir de julho de 2015 para os inclinómetros associados ao mastro 19. Isto deve-se a problemas técnicos que interferiram com a razoabilidade dos resultados obtidos. Por esta razão, optou-se por transladar os valores da monitorização associados ao mastro 18 de forma a coincidir em janeiro de 2015 e os valores associados ao mastro 19 de forma a coincidir com os do modelo em julho do mesmo ano.

Rotação nos vãos laterais

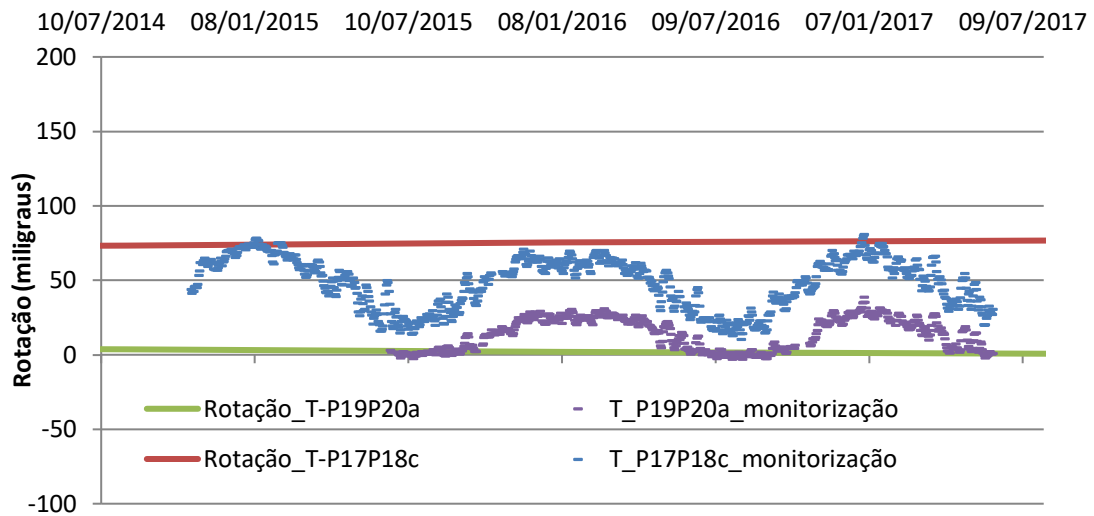


Gráfico 21. Rotação de pontos localizados na aduela 4 lateral de ambos os mastros

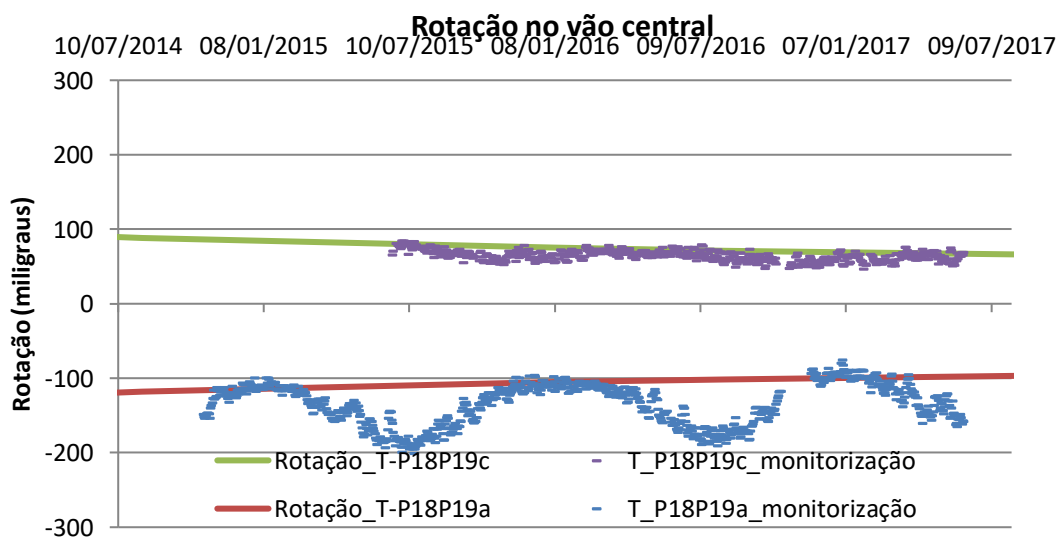


Gráfico 22. Rotação de pontos localizados na aduela 8 central de ambos os mastros

Consegue-se perceber pela observação do Gráfico 21 e do Gráfico 22 que o modelo capta muito bem as tendências mostradas na monitorização. Valida-se ainda o referido anteriormente em relação à maior suscetibilidade a efeitos de fluência no vão central do que nos vãos laterais pois a inclinação das trajetórias é superior no segundo caso. Ainda, a simetria em relação ao eixo dos x prende-se com o sentido da rotação sendo que se considera positiva a rotação no sentido do ponteiro dos relógios quando olhando de frente o pilar 18 se localiza à esquerda do pilar 19. De salientar ainda a maior sensibilidade dos inclinómetros associados ao pilar 18 a variações de temperatura pois enquanto os gráficos a roxo (monitorização associada a P19) são aproximadamente lineares, os outros apresentam grandes oscilações.

Ao nível dos pilares ignoram-se as medições efetuadas na base visto que no modelo construído com encastramento esses valores serão sempre nulos. Nos mastros, os sensores localizados pouco acima do fim da bifurcação e no topo do mastro registam rotações muito similares e que vão de encontro aos resultados obtidos no modelo como é possível verificar no Gráfico 23 e no Gráfico 24.

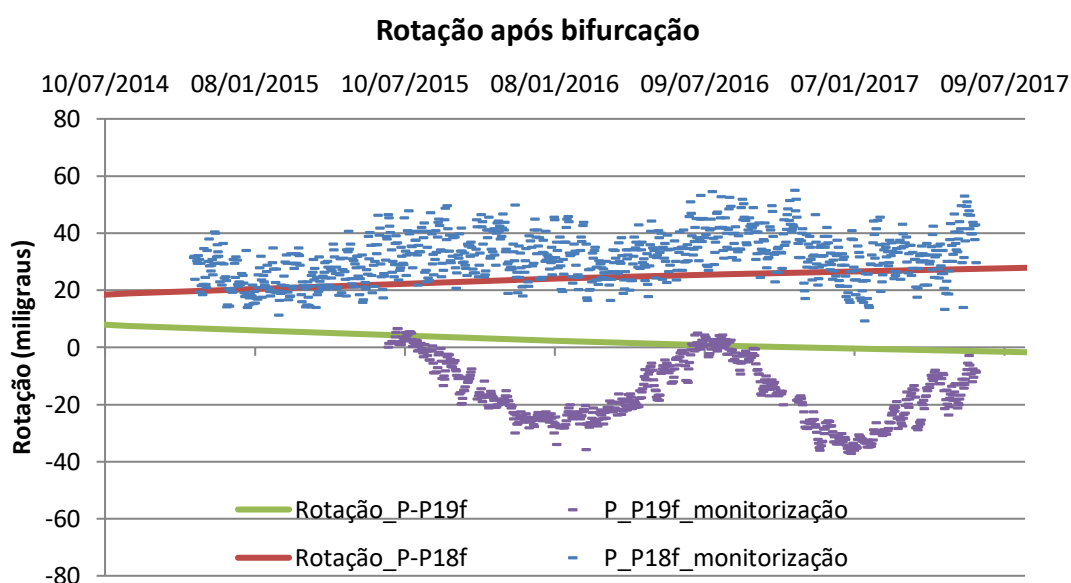


Gráfico 23. Rotação de pontos localizados imediatamente após o fim da bifurcação em ambos os mastros

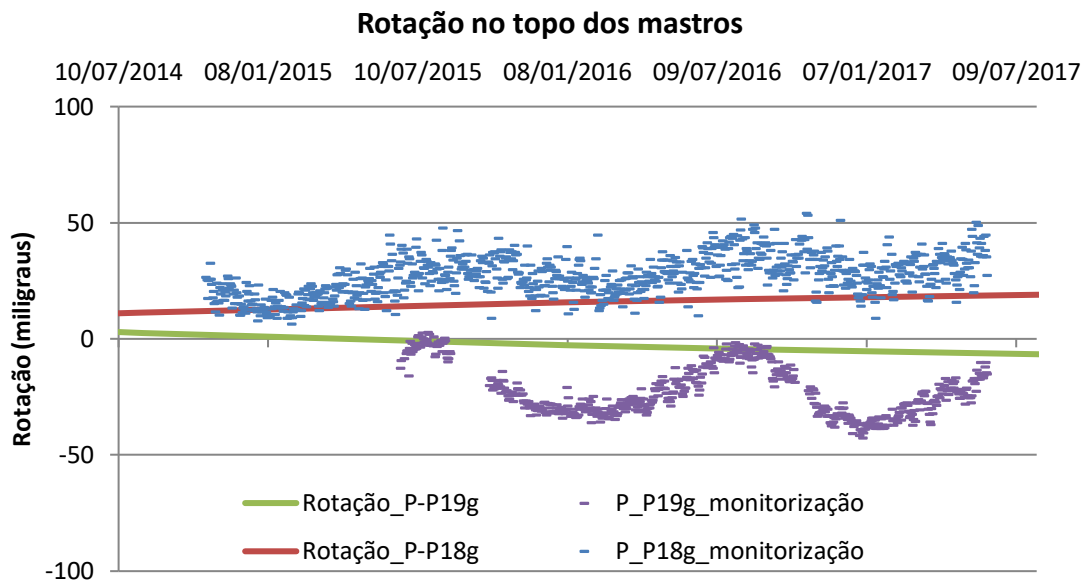


Gráfico 24. Rotação de pontos localizados no topo dos mastros

5.2.3. TIRANTES

O método para monitorizar as forças instaladas nos tirantes baseia-se no método indireto que recorre à teoria das cordas vibrantes possibilitado pela instalação de 10 acelerómetros em cada tirante (Félix, et al. 2012). Assim, as forças medidas são realmente as forças nos tirantes, ou seja, idealmente os resultados obtidos no modelo são iguais às medidas na monitorização. Com isto quer-se dizer que não é suposto transladar os valores da monitorização para coincidir com os do modelo. Contudo, como podem haver diferenças na execução em obra em relação ao que estava previsto no projeto por isso, uma vez que realmente as forças não coincidiram, decidiu-se acertar o valor dos tirantes em janeiro de 2015 e a partir daí observar as tendências nos tirantes monitorizados sendo eles os 2º, 6º, 13º e 20º central e 6º lateral de ambos os mastros. Ainda assim, na Tabela 10 representa-se para todos os tirantes monitorizados as correções efetuadas de forma a possibilitar a comparação.

Tabela 10. Correções nas forças retiradas da monitorização dos tirantes

	C02	L06	C06	C13	C20
P18	+100	+300	+180	-75	+170
$\frac{N_{\text{modelo}} - N_{\text{monitorização}}}{N_{\text{monitorização}}} * 100$	2,2	6,5	3,6	-1,2	2,3
P19	+250	+480	+510	+160	+50
$\frac{N_{\text{modelo}} - N_{\text{monitorização}}}{N_{\text{monitorização}}} * 100$	5,7	10,5	10,5	2,5	0,7

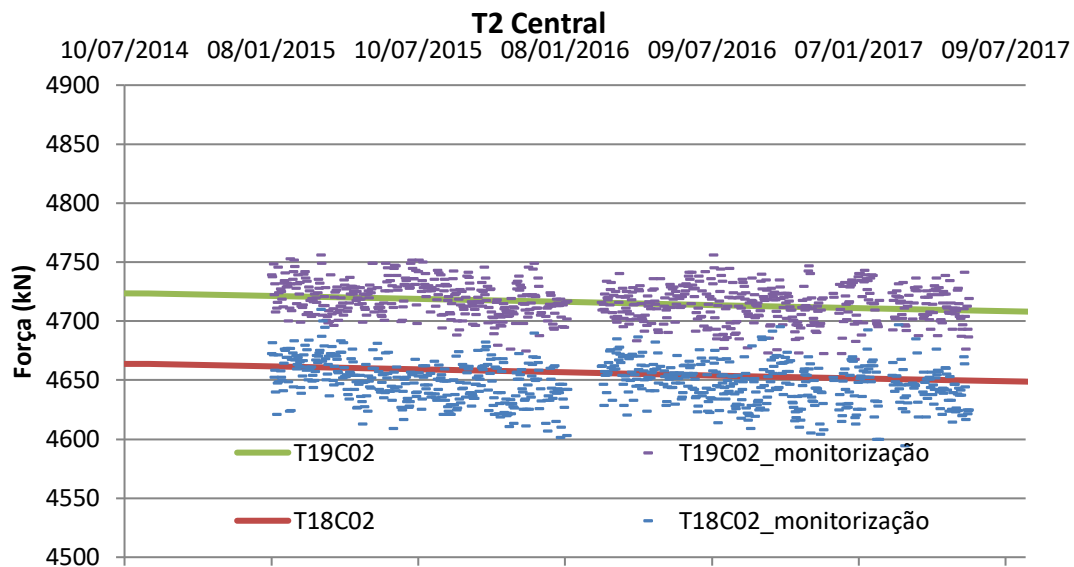


Gráfico 25. Forças no 2º tirante central de ambos os mastros

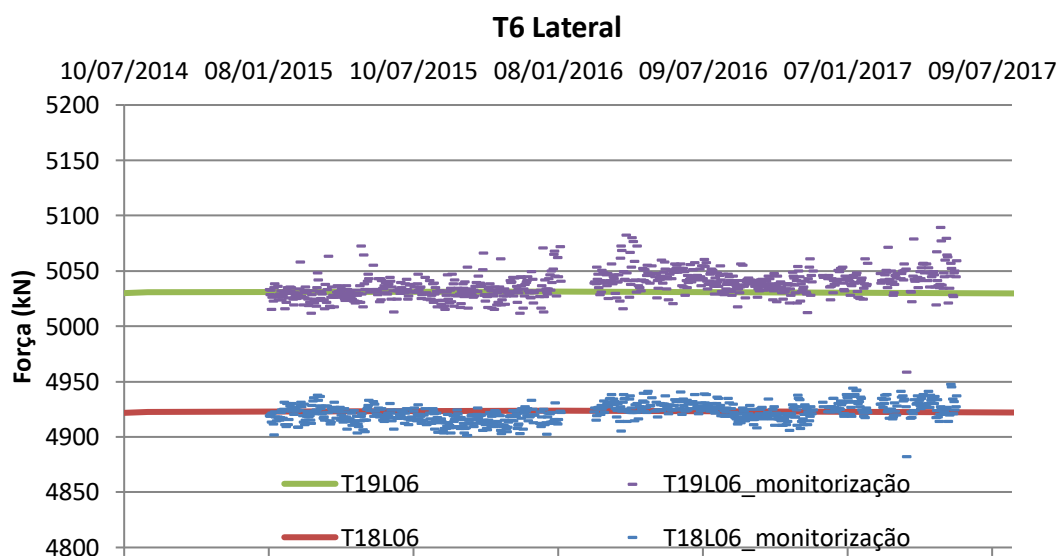


Gráfico 26. Forças no 6º tirante lateral de ambos os mastros

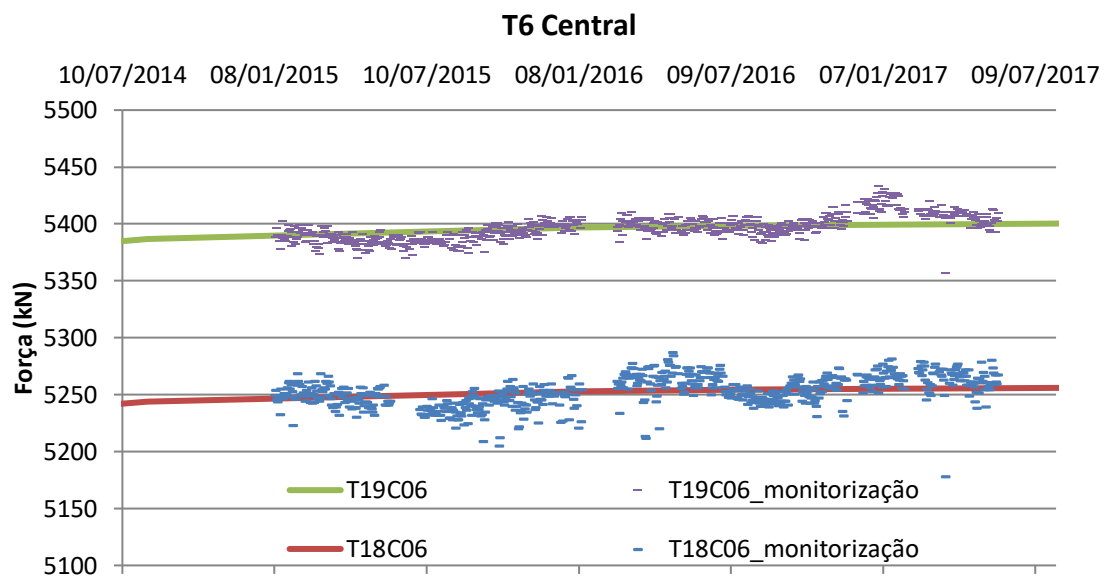


Gráfico 27. Forças no 6º tirante central de ambos os mastros

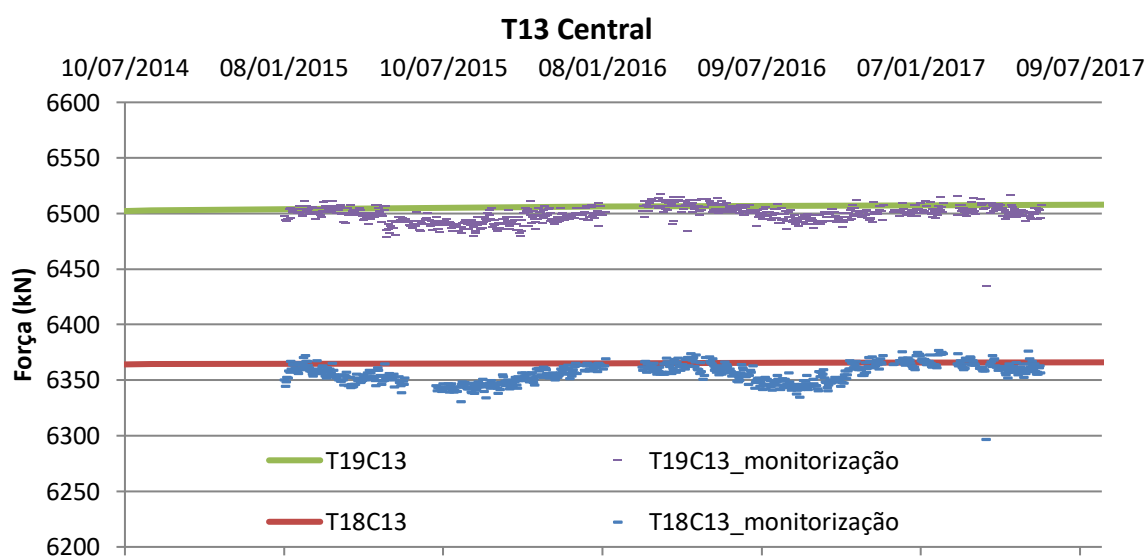


Gráfico 28. Forças no 13º tirante central de ambos os mastros

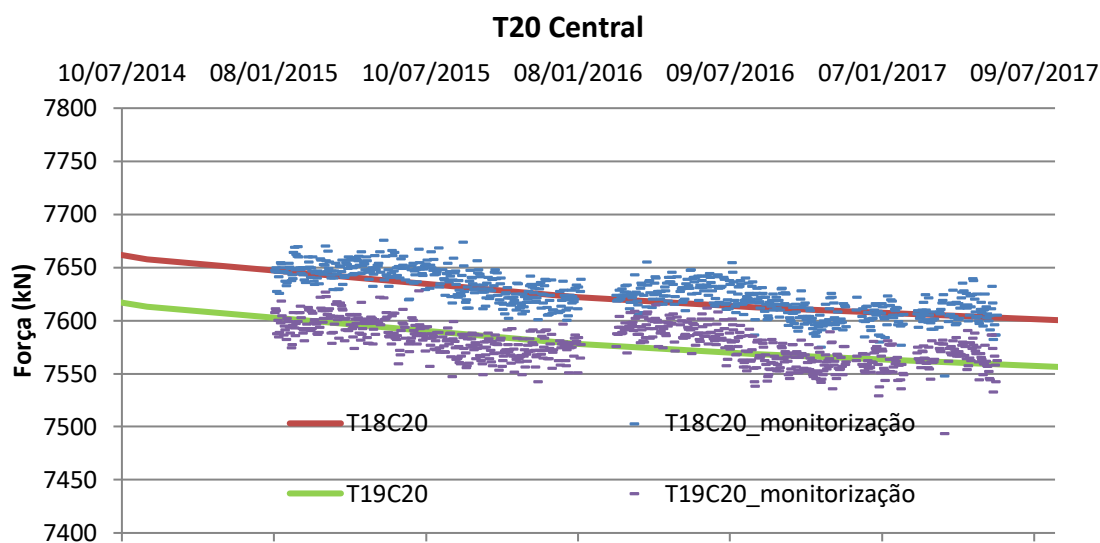


Gráfico 29. Forças no 20º tirante central de ambos os mastros

No Gráfico 25, Gráfico 26, Gráfico 27, Gráfico 28 verifica-se que após 4 anos do início da fase de exploração da obra a variação das forças instaladas nos tirantes devido a efeitos diferidos estão estabilizadas, ou seja, as tendências são quase perfeitamente horizontais. Contudo, no Gráfico 29 é possível confirmar que as forças estão a ter o desvio que foi detetado pela monitorização dos tirantes nos últimos 2 anos (2015-2017).

5.3. INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO BETÃO EM FASE DE EXPLORAÇÃO

No sentido de perceber se as considerações feitas na análise efetuada foram razoáveis demonstra-se de seguida várias respostas da estrutura quando se altera determinadas propriedades do betão. Para ser possível estudar a influência de cada propriedade realizaram-se quatro análises para além da de referência com as propriedades já identificadas previamente neste documento. O nome dado às respostas é elucidativo de qual dos parâmetros foi alterado nesse caso sendo que as alterações foram:

- Tipo de classe (*CEM*): normal para rápido
- Humidade relativa (*RH*): 70% para 80%
- Espessura equivalente (h_0) do tabuleiro construído por aduelas: 363 para 1000
- Temperatura exterior: 15°C para 20°C

Visto o objetivo ser o estudo a longo prazo, para facilitar a análise gráfica do comportamento, considera-se como referência o valor da grandeza em estudo no dia 1012 do modelo (9/8/2013) que corresponde à última fase do faseamento construtivo, a alteração das condições de ligação entre o tabuleiro e os pilares(5.1).

$$Valor_{fase} - Valor_{referência} \quad (5.1)$$

Como já tinha sido estudado, os valores das rotações associadas aos inclinómetros do lado do pilar 18 têm um comportamento semelhante aos que estão associados ao pilar 19 devido à localização simétrica e à semelhança no processo construtivo. Assim, apenas se representa gráficos associados às rotações do pilar 18 para não tornar o documento repetitivo (Gráfico 30 e Gráfico 31).

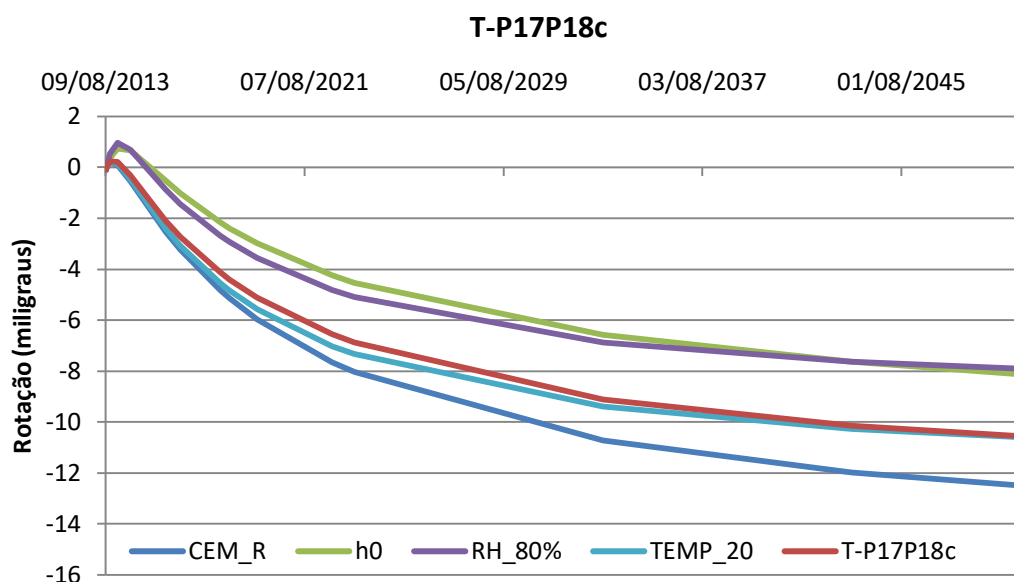


Gráfico 30. Comparação das rotações num ponto do vão lateral do pilar 18

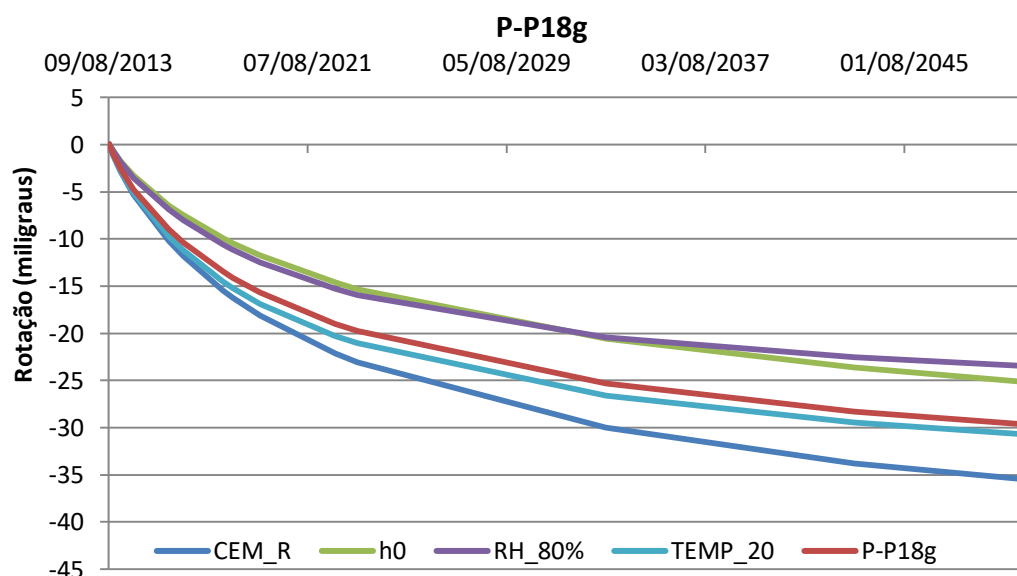


Gráfico 31. Comparação das rotações no topo do mastro 18

Observações mais detalhadas são dadas mais à frente, após a representação das flechas (Gráfico 32, Gráfico 33 e Gráfico 34), visto serem semelhantes em ambos os casos.

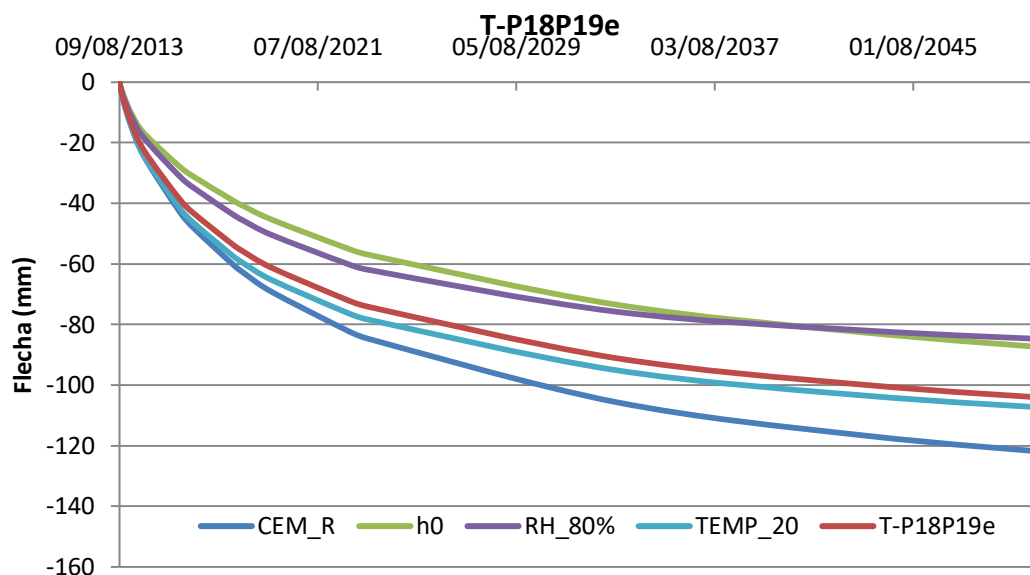


Gráfico 32. Comparação das flechas a 1/4 do vão central correspondente ao pilar 18

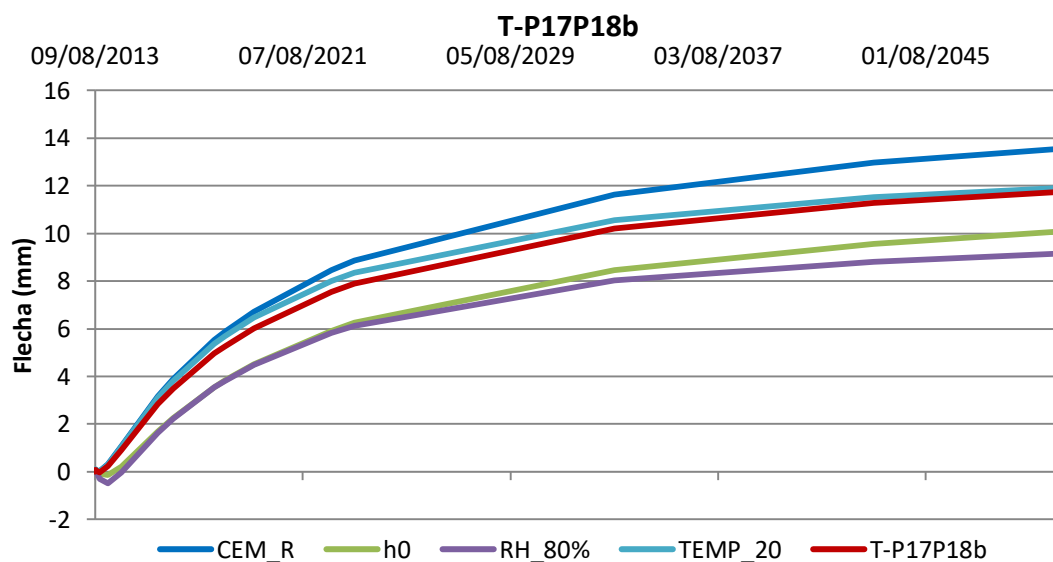


Gráfico 33. Comparação das flechas no vão lateral correspondente ao pilar 18

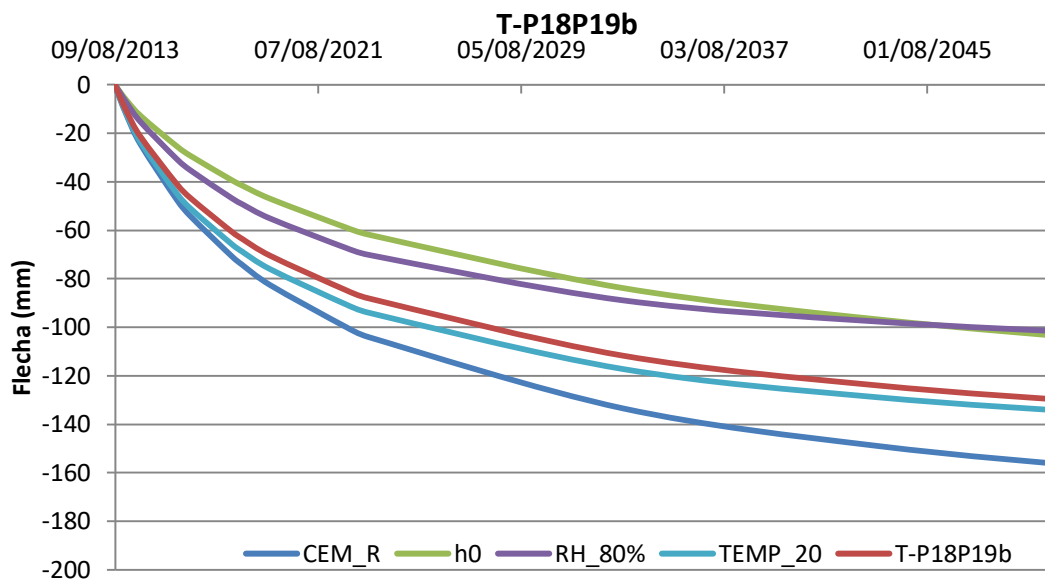


Gráfico 34. Comparação das flechas a meio vão central

À exceção das flechas T-P17 verificou-se que tanto nas rotações como nas flechas o comportamento da análise inicial divide as respostas em dois grupos. O primeiro composto pelos casos de alteração da espessura equivalente e alteração da humidade relativa e o segundo composto pelos casos de alteração da classe de cimento e alteração da temperatura. O primeiro grupo localiza-se mais perto do valor inicial quer de rotação quer de flecha e o segundo grupo mais afastado desses mesmos valores. Isto indica que há menos variação nas respostas do primeiro grupo ao longo do tempo e maior variação no segundo. Muitas vezes é difícil isolar no gráfico as linhas correspondentes aos dois elementos do primeiro grupo concluindo-se que, apesar das propriedades alteradas serem diferentes, o efeito que tem na estrutura é semelhante.

Verifica-se que as respostas correspondentes à alteração da humidade relativa e da espessura equivalente têm o comportamento esperado. Ou seja, o aumento destes parâmetros leva à diminuição do coeficiente de fluência a longo prazo e como tal a estrutura fica sujeita a menor variação das diferentes grandezas ao longo do tempo. Graficamente é perceptível pela maior proximidade das curvas ao eixo dos x quando comparado com a curva de referência a vermelho. Por outro lado, seria de esperar que as respostas correspondentes ao aumento da temperatura e alteração da classe de cimento estivessem do mesmo lado das outras respostas em relação aos valores de referência. Sendo o endurecimento mais rápido e a temperatura mais alta então o processo de hidratação do cimento é mais rápido em ambos os casos o que leva a uma redução da fluência do betão. Constata-se nos diversos gráficos que as curvas estão constantemente mais afastadas do eixo significando que têm maior variação.

Representa-se no Gráfico 35 as posições relativas das diversas curvas em que as alterações efetuadas foram semelhantes às estudadas. Foram obtidas recorrendo ao programa de cálculo DIANA para validar o bom funcionamento do mesmo e perceber qual a razão do sucedido nas respostas do caso em estudo. O exemplo utilizado foi o do capítulo 3, a viga sem peso próprio tracionada aos 3 dias e apenas com fluência. Contudo, considerou-se um betão da classe C50 para ser mais semelhante com o caso em estudo.

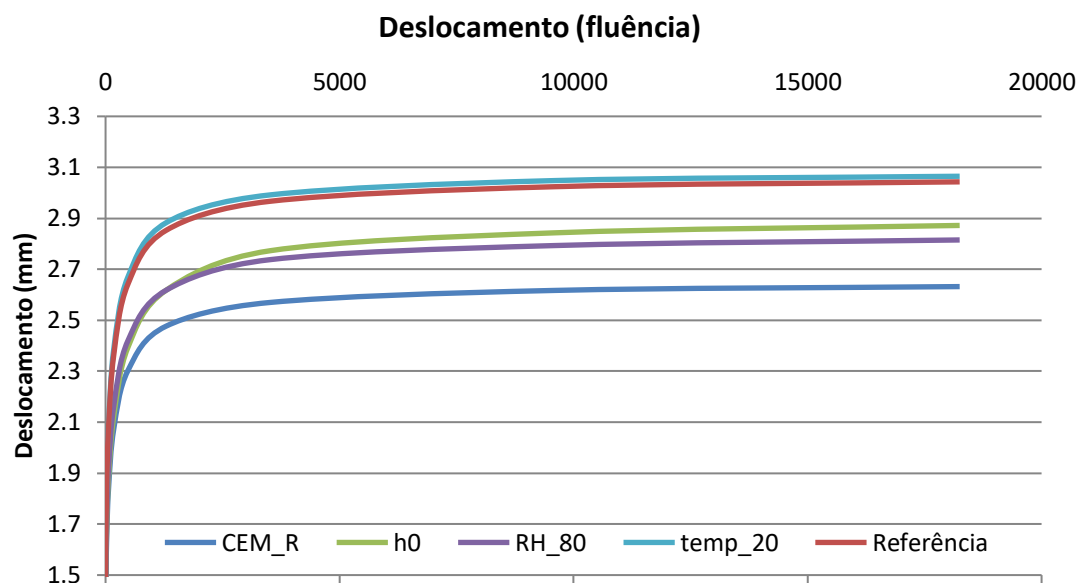


Gráfico 35. Comparação dos deslocamentos no nó extremo de viga em consola tracionada só com fluência

Valida-se no Gráfico 35 que os valores obtidos no caso em estudo para cimento de classe R não estão de acordo com o esperado, contabilizando apenas a fluência. Realmente, num caso simples, a variação da flecha obtida no DIANA é correspondente ao esperado. Quanto ao aumento da temperatura, apesar das diferenças não serem significativas, mesmo no caso simples há uma variação ligeiramente superior. Isto acontece devido ao modelo utilizado. A alteração da temperatura, segundo o CEB-FIB 1990, tem influência tanto no coeficiente de fluência a tempo infinito como na sua evolução. Ao contrário do modelo proposto pelo EC2, para além de influenciar o fator que tem em conta a idade do betão altera também o coeficiente que tem em conta a humidade relativa. Essa é a razão pela maior variação das grandezas.

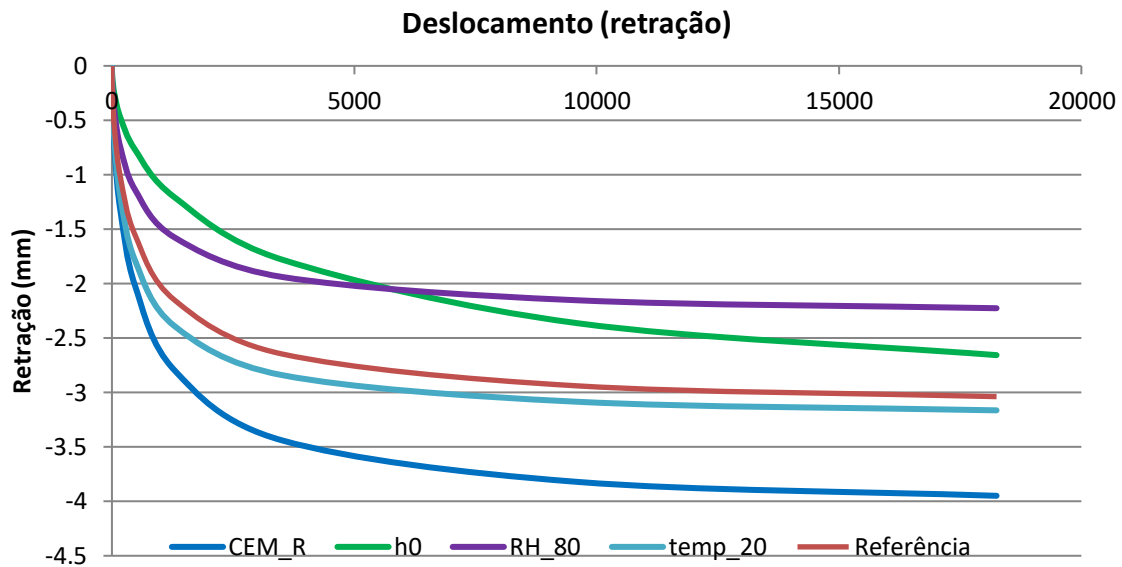


Gráfico 36. Comparação dos deslocamentos devido à retração, sem fluência

No Gráfico 36 é possível verificar grande semelhança no comportamento das respostas com o observado no caso em estudo. Tanto as respostas devido ao aumento da temperatura como devido à alteração da classe demonstram ter maior retração ao longo do tempo. Assim, consegue-se perceber melhor as respostas do caso de estudo considerando que a retração tem grande relevância, sobrepondo-se ao efeito da fluência.

Realmente em T-P17 não é visível qualquer influência na alteração da espessura equivalente da zona construída através de avanços sucessivos pois este ponto localiza-se ainda no vão de aproximação. De resto o comportamento mantém-se.

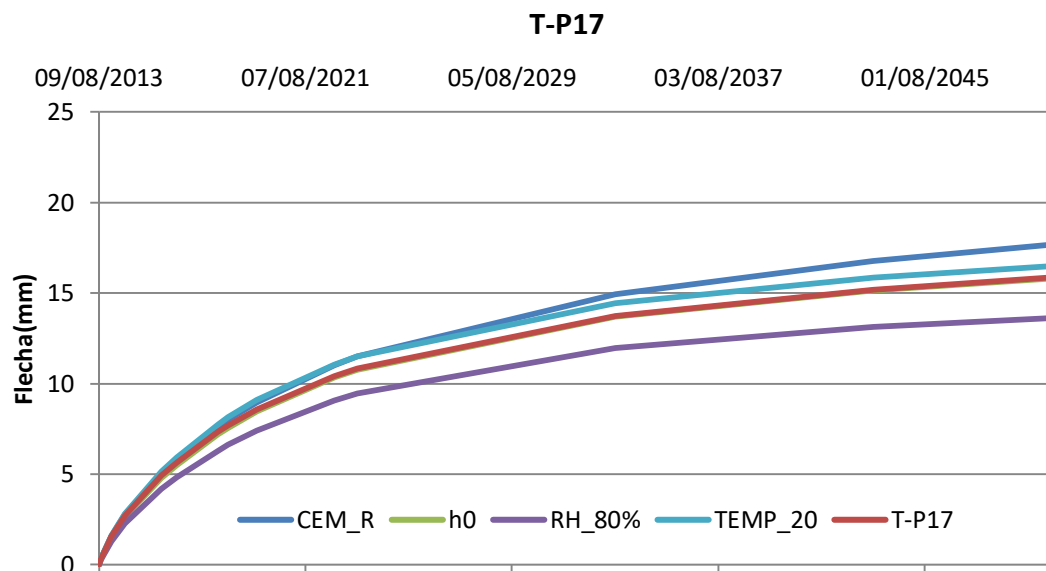


Gráfico 37. Comparação das flechas a meio vão central

Para concluir esta análise representa-se exemplos das forças em tirantes para demonstrar o tipo de variação que se verifica nestes elementos.

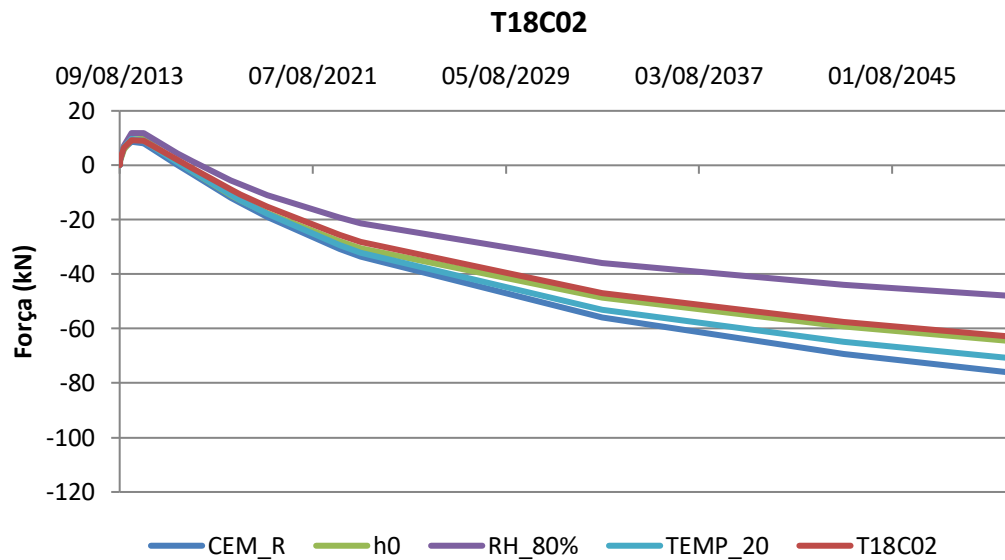


Gráfico 38. Comparação da variação na força do segundo tirante central do P18

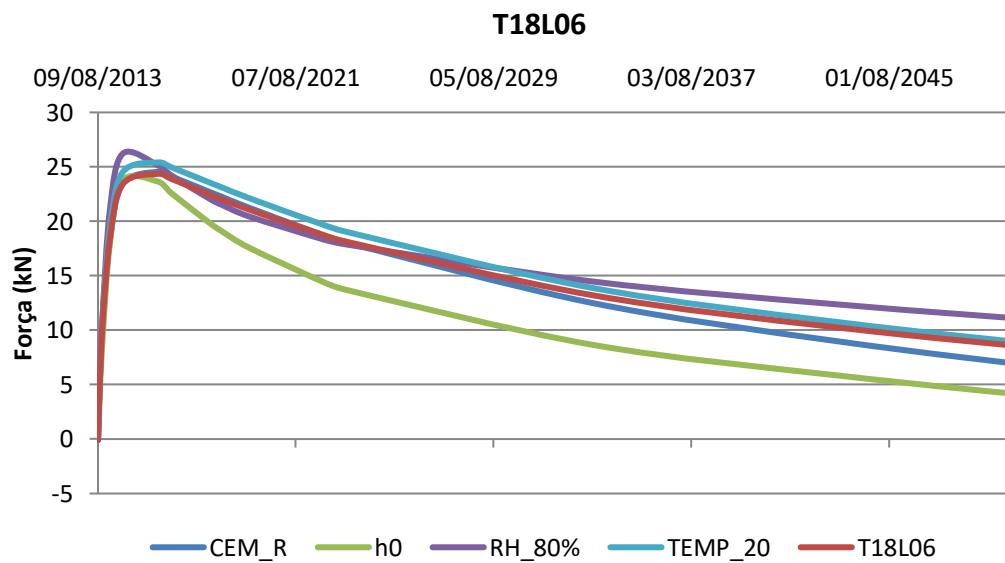


Gráfico 39. Comparação da variação na força do sexto tirante lateral do P18

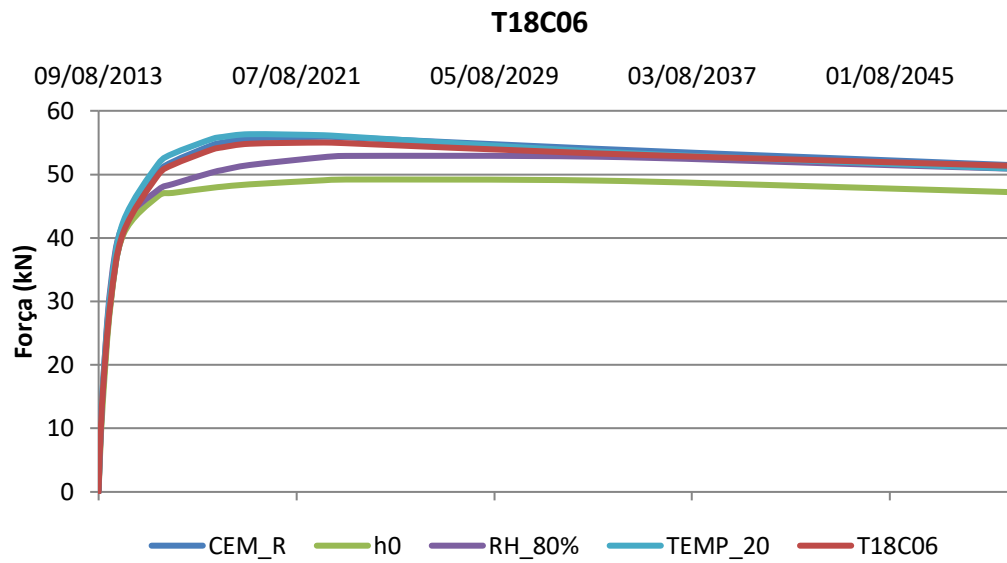


Gráfico 40. Comparação da variação na força do sexto tirante central do P18

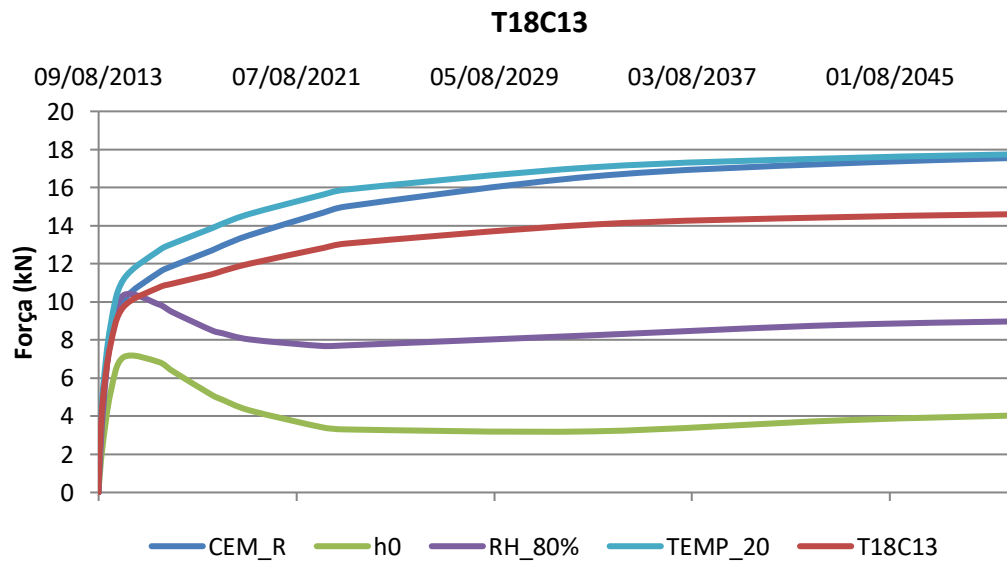


Gráfico 41. Comparação da variação na força do décimo terceiro tirante central do P18

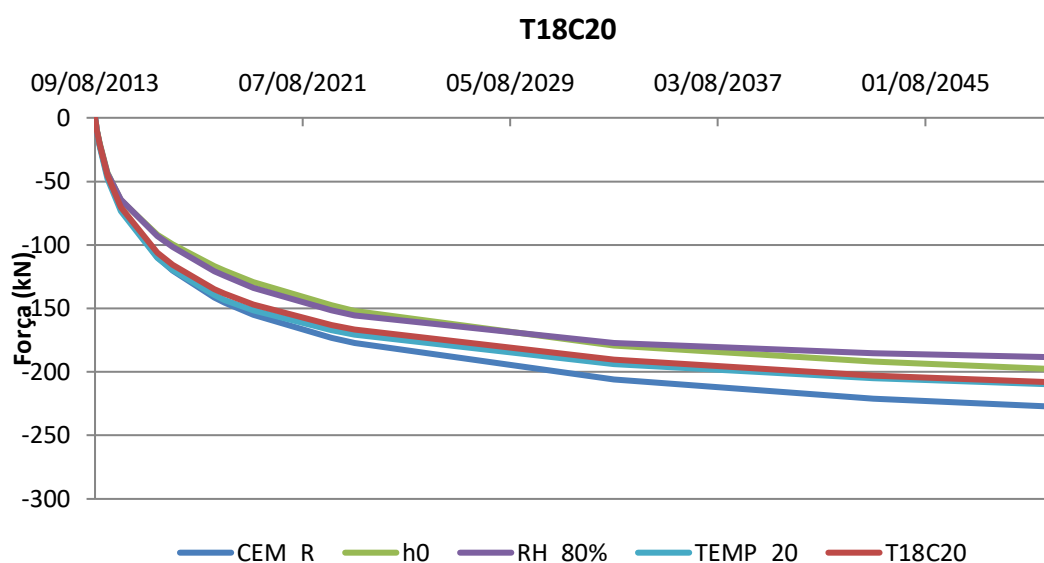


Gráfico 42. Comparação da variação na força do vigésimo tirante central do P18

Como se pode verificar pelos gráficos representados (Gráfico 37, Gráfico 38, Gráfico 39, Gráfico 40, Gráfico 41, Gráfico 42) é extremamente complicado perceber a influência que as alterações feitas provocam nos tirantes visto que o comportamento depende fortemente das respostas do tabuleiro para cada caso. Observam-se variações que não eram inicialmente esperadas. Contudo, a perturbação que existe em alguns casos na diferença de forças em relação à força após a alteração das ligações nas fases mais prematuras pode ser explicada por movimentos horizontais do tabuleiro resultantes da liberdade de deslocamentos horizontais, e ainda, por a referência ser uma data próxima dos ensaios de carga onde os níveis de solicitação foram elevados.

Ainda assim, o resultado no décimo terceiro tirante das análises efetuados com alteração da espessura equivalente e da humidade relativa demonstram comportamentos que não é possível explicar com recurso à fluência.

Posto isto, conclui-se que existe muita semelhança no comportamento, até 2018, da análise inicial com as análises realizadas com alteração do tipo de cimento e da temperatura. Isto indica que ao nível dos tirantes essas alterações não têm grande influência e que apesar da previsão inicial se adaptar muito bem às tendências da monitorização se tivessem sido considerados cimentos de endurecimento rápido ou temperatura 20°C também se conseguia boas aproximações. Considera-se que o intervalo de tempo já instrumentado não é suficiente para ser preciso na refinação das propriedades a considerar para os materiais. Dada a perturbação existente devido à temperatura é impossível definir exatamente qual a trajetória.

Pela análise das flechas e rotações também se acredita que as considerações iniciais feitas poderão ser as mais precisas para reproduzir o comportamento real da estrutura. Mais uma vez, apesar da diferença que existe em anos mais avançados, existe bastante semelhança nas três respostas mencionadas acima, principalmente quando se tenta ajustar a um intervalo tão pequeno de dados. Em suma, os resultados obtidos foram muito satisfatórios uma vez que permitiram validar a fiabilidade do modelo construído e desde já ter muito boas estimativas do comportamento dos vários elementos estruturais.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modelação do processo construtivo do Sub-Viaduto Central do Corgo revelou-se extremamente útil do ponto de vista da formação como engenheiro pois permitiu o contacto com projetos de grande dimensão sendo que até à data não tinha existido essa oportunidade. Possibilitou a aprendizagem da utilização de um programa de elementos finitos, DIANA, que não é um programa de cálculo tão vulgar como outros tornando este processo de aprendizagem extremamente útil para o enriquecimento a nível profissional. Por outro lado, foi um trabalho extremamente exigente que absorveu tudo o resto durante estes meses de trabalho. A modelação do processo construtivo da obra já efetuada de forma bastante detalhada resultou num número elevado de fases (336). Como tal, grande parte do tempo disponível para a realização da dissertação teve como objetivo o aperfeiçoamento desta modelação de forma a que fosse útil, no presente e no futuro, para validar os dados de monitorização que têm vindo a ser recolhidos e para estimar o comportamento a longo prazo da estrutura. Aliado a esse facto, o tempo de cálculo exigido pelo programa para concluir uma análise completa impossibilitou o estudo mais aprofundado dos resultados obtidos. Visto que dificilmente se conseguia uma análise com menos de 20 horas foi extremamente difícil variar parâmetros associados aos materiais para perceber qual a influência e impacto nos resultados.

Em relação à principal análise efetuada, apesar de não existirem todos os dados da obra como dias exatos de betonagem, montagem e desmontagem de equipamentos construtivos, e ainda, não ter sido possível regular as propriedades dos materiais com total liberdade, ficando-se limitado aos modelos fornecidos pelo programa de cálculo, verificou-se que houve uma aproximação muito boa de quase todos os pontos instrumentados. Apesar das forças obtidas nos tirantes não serem as que estão a ser medidas “in situ”, as tendências observadas coincidem e explicam os desvios que suscitaram o interesse por este estudo. Constatou-se ainda que pelo menos os dados referentes ao deslocamento vertical do T-P19 não podem ser explicados com recurso ao modelo construtivo pois as maiores flechas deste pilar quando comparadas com a do pilar 18 não podem ser explicadas considerando materiais iguais para ambos os elementos.

Realça-se o impacto no desenvolvimento dos deslocamentos e rotações da ponte ao longo do tempo que foi possível confirmar pela consideração do faseamento construtivo da obra. Ainda, as poucas variações que foi possível realizar nas propriedades do betão não se revelaram determinantes na aproximação do modelo aos resultados obtidos. Existem realmente algumas variações, principalmente com alteração da humidade relativa e da espessura equivalente, contudo é difícil perceber qual a que se ajusta melhor visto que a comparação com os dados da monitorização não é totalmente justa pois a

dispersão de valores em alguns casos associado a variações de temperatura não permite ajustar a curva idealmente. Será interessante a utilização deste modelo para acompanhar e comparar os valores nos próximos dois ou três anos de forma a perceber quais as propriedades que realmente se ajustam melhor pois nessa altura as diferenças obtidas no modelo começam a ser realçadas.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Nomeiam-se como possíveis desenvolvimentos futuros a utilização de modelos de fluência e retração mais recentes visto que existem alguma diferenças em relação aos do código utilizado, CEB-FIB 1990, sobretudo para classes de betão mais altas como as utilizadas nesta obra. Ainda, será interessante a comparação dos resultados obtidos no modelo com os valores monitorizados após estes sofrerem um tratamento mais profundo, nomeadamente a eliminação dos efeitos de temperatura na resposta da estrutura. Para além disso, visto que foi considerado o projeto de pré-esforço no modelo construído será pertinente observar e comparar os deslocamentos relativos que possam estar a existir nas juntas localizadas nos pilares 15 e 22. Por último, a consideração e estudo do contributo da relaxação do pré-esforço nas respostas pode enriquecer as análises e por isso propõem-se também essa temática.

Sendo os desenvolvimentos propostos apenas relacionados diretamente com o estudo efetuado, com se disse, com o modelo construído é agora possível realizar todo o tipo de análises pretendido e ter sempre em consideração o tão relevante faseamento construtivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANSYS, Inc. 1998. "ANSYS Elements Reference." In *ANSYS Documentation*, by Inc. ANSYS, 4.188-BEAM188;4.189-BEAM189. Canonsburg: SAS IP, Inc.
- Appleton, Júlio. 2013. *Estruturas de Betão - Volume 1*. Amadora: Edições Orion.
- AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, SENER, and LCW. 2010. *Sub-concessão Autoestrada Transmontana - A4/IP4 Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Lote 1 - Peças Desenhadas*.
- . 2010. *Sub-concessão Autoestrada Transmontana - A4/IP4 Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Lote 1 - Projecto de Execução*.
- Azevedo, Alvaro F. M. 2003. *Método dos Elementos Finitos*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Azevedo, André Filipe Viana de. 2016. *Análise do Comportamento Estrutural do Viaduto do Corgo*. Porto: FEUP.
- Barros, Joaquim. 2001. *Método dos Elementos Finitos Aplicado a Estruturas Reticuladas*. Relatório, Guimarães: Departamento de Engenharia Civil - Universidade do Minho.
- Benaim, Robert. 2008. *The Design of Prestressed Concrete Bridges - Concepts and Principles*. New York: Taylor & Francis.
- Benjumea, José, Gustavo Chio, and Esperanza Maldonado. 2010. "Structural behavior and design criteria of extradosed bridges: general insight and state of the art." *Revista Ingeniería de Construcción Vol. 25 No Vol. 25 N°3*.
- Beton, Comité Euro-International du. 1993. *CEB-FIP MODEL CODE 1990 - design code*. London: Thomas Telford.
- Brondum-Nielsen, Troels. 1973. *Structural Concrete*. Lyngby, Denmark: Polyteknisk Forlag.
- CEN. 2010. *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Caparica: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- Chen, Wai-Fah, and Lian Duan. 2000. *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton, Florida: CRC Press LLC.
- Corp., Dassault Systèmes Simulia. 2012. "Beam elements." In *Abaqus Analysis User's Manual*, by Dassault Systèmes Simulia Corp., Section 29.3. USA: Dassault Systèmes.
- DIANA. 2014. "DIANA - Finite Element Analysis User's Manual." In *DIANA - Finite Element Analysis User's Manual*, Element Library. Delftechpark, Netherlands: TNO DIANA BV.
- n.d. *Facebook - Viaduto do Corgo - Auto Estrada Transmontana*.
<https://www.facebook.com/ViadutodoCorgo/>.
- Farquhar, D.J. 2008. "Cap 13 - Cable Stayed Bridges." In *ICE Manual of Bridge Engineering: Second Edition*, by G. Park and N. Hewson. Thomas Telford Ltd.
- Félix, Carlos, Carlos Rodrigues, Rémy Faria, Joaquim Figueiras, Luís Afonso, and Victor Barata. 2012. "Conceção e implementação do sistema de monitorização estrutural do Viaduto do Corgo." *Encontro Nacional Betão Estrutural*.
- LABEST/FEUP, and NewMENSUS Lda. 2014. *Ensaio de receção ao Viaduto sobre o vale do Rio Corgo*.
- Leonhardt, Fritz. 1987. "Cable Stayed Bridges With Prestressed Concrete." *PCI - Precast/Prestressed Concrete Institute* (PCI-Precast/Prestressed Concrete Institute) 52-80.
- . 1986. *Ponts: L'esthétique des ponts*. Suisse: Presses Polytechniques Romandes.
- Manterola, Javier. 2003. *Puentes - Tomo IV*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- . 2003. *Puentes: Tomo VI*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- Martins, JL Cândio. 2011. *Viaduto do Corgo - Projecto de aplicação de Pré-Esforço*.

- Mathivat, Jacques. 1979. *Construction par Encorbellement des Ponts en Beton Precontraint*. Paris: Éditions Eyrolles.
- Menn, Christian. 1990. *Prestressed Concrete Bridges*. Basel: Birkhauser Verlag.
- Nawy, Edward G. 2009. *Prestressed Concrete - a Fundamental Approach*. New York: Prentice Hall.
- Podolny, Walter, and John B. Scalzi. 1976. *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*. New York: John Wiley & Sons.
- Rusch, Hubert, Dieter Jungwirth, and Hubert K. Hilsdorf. 1983. *Creep and Shrinkage - Their Effect on the Behavior of Concrete Structures*. New York: Springer-Verlag.
- Schlaich, Jorg, and Hartmut Scheef. 1982. *Concrete Box-Girder Bridges*. Zurich: IABSE ; AIPC ; IVBH.
- Svensson, Holger. 2012. *Cable-Stayed Bridges - 40 Years of Experience Worldwide*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Walther, René. 1999. *Cable Stayed Bridges*. London: Thomas Telford.

ANEXOS

Anexo A – Faseamento Construtivo Modelado

Model: D0

PILAR 19_FASE1



Model: D16

PILAR 18_FASE1



Model: D19

PILAR 19_FASE2



Model: D35

PILAR 19_FASE3 + PILAR 21_FASE 1



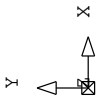
Model: D46

PILAR 18_FASE2

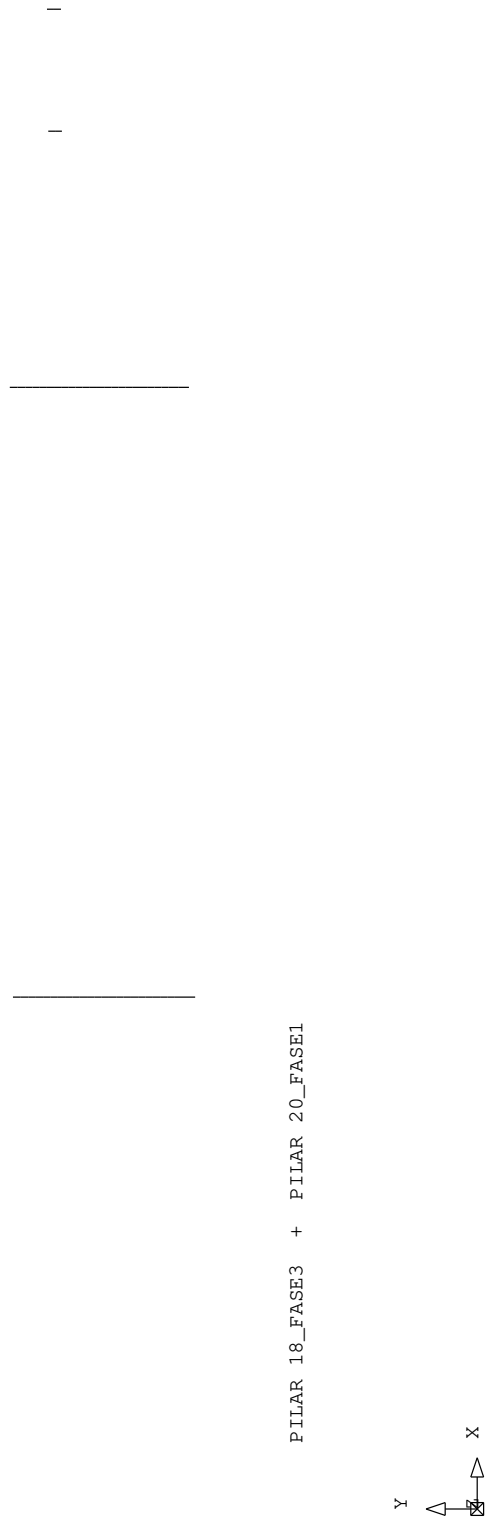


Model: D52

PILAR 19_FASE4



Model: D77

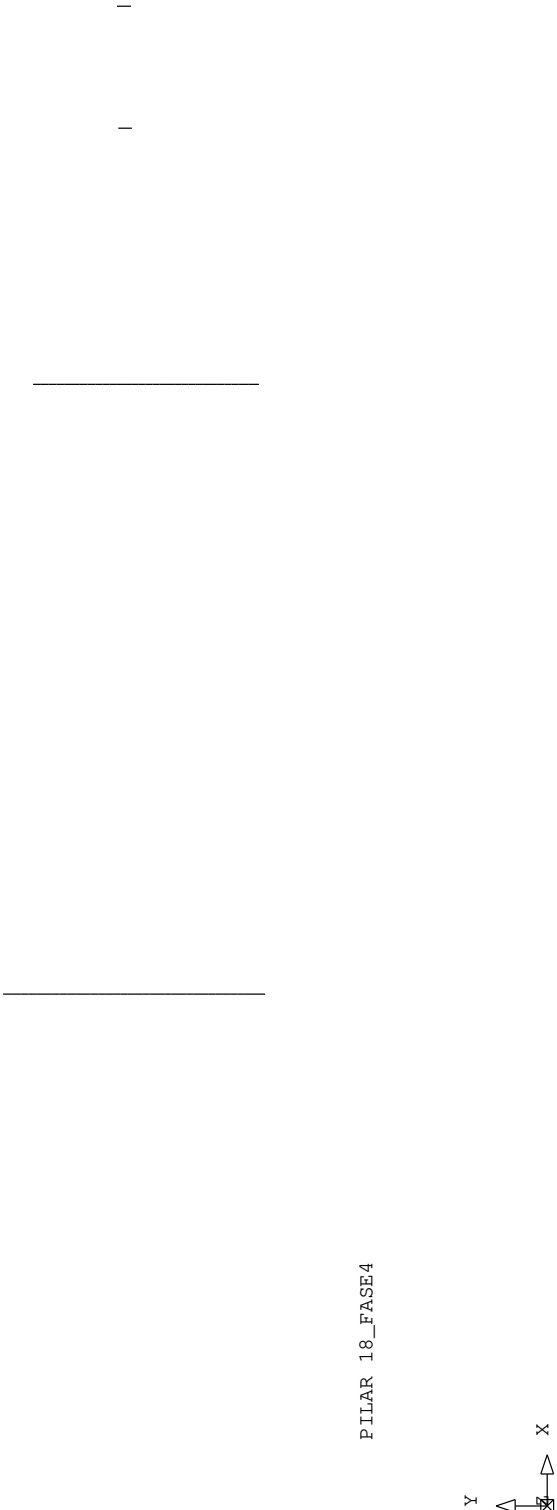


Model: D78

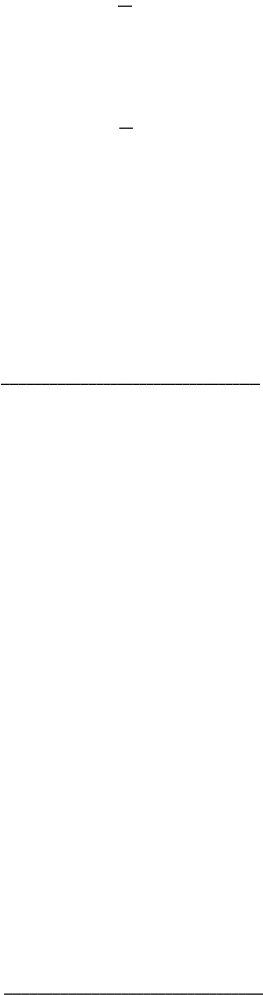
PILAR 19_FASE5



Model: D99



Model: D119



PILAR 19_FASE6



Model: D131



Model: D149



I I

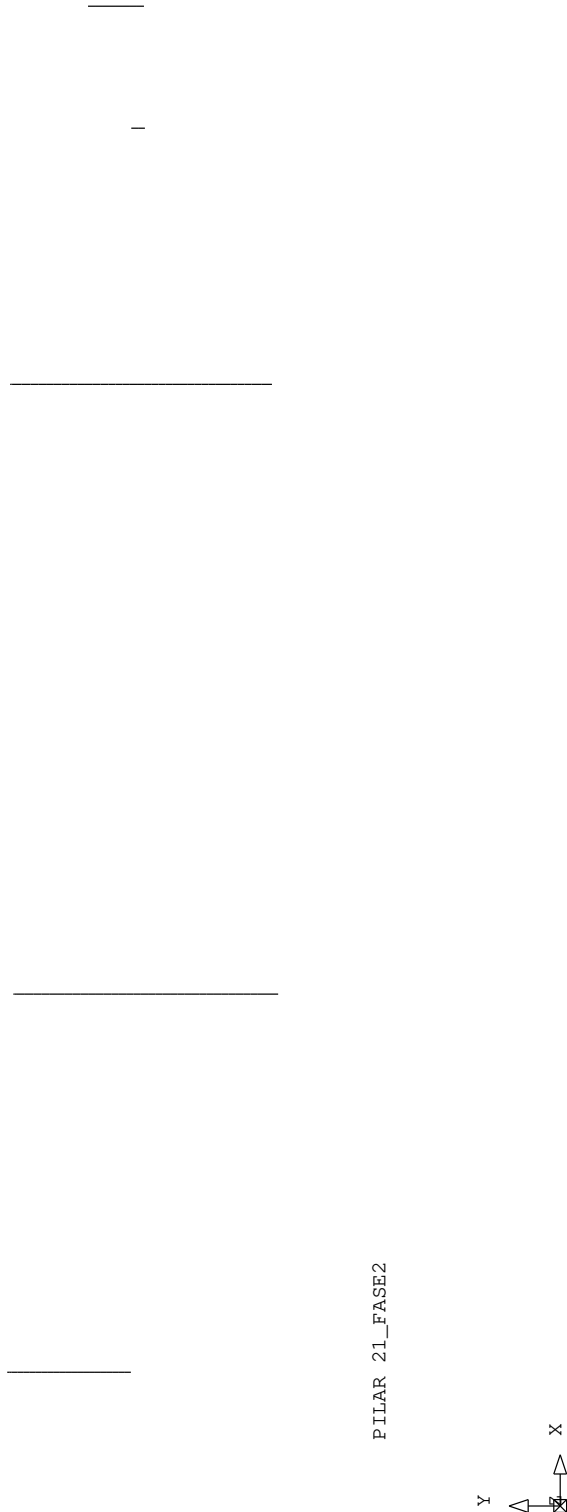
PILAR 19_FASE7



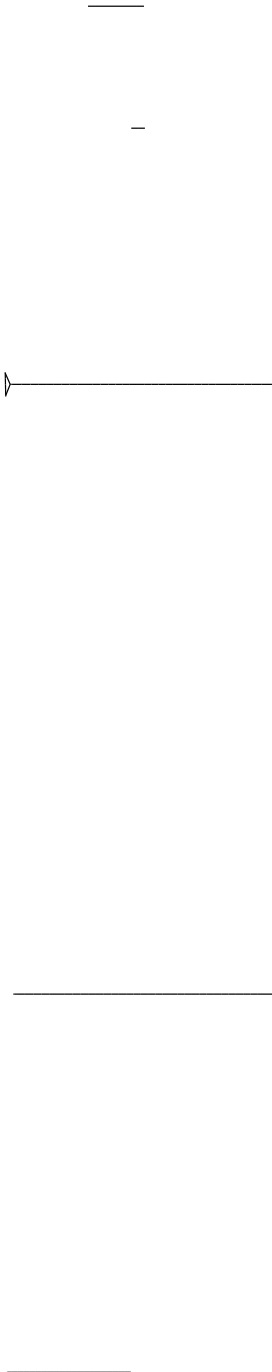
Model: D180



Model: D237



Model: D261

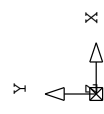


NASCIMENTO AOP19



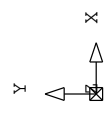
Model: D263

NASCIMENTO AOP18

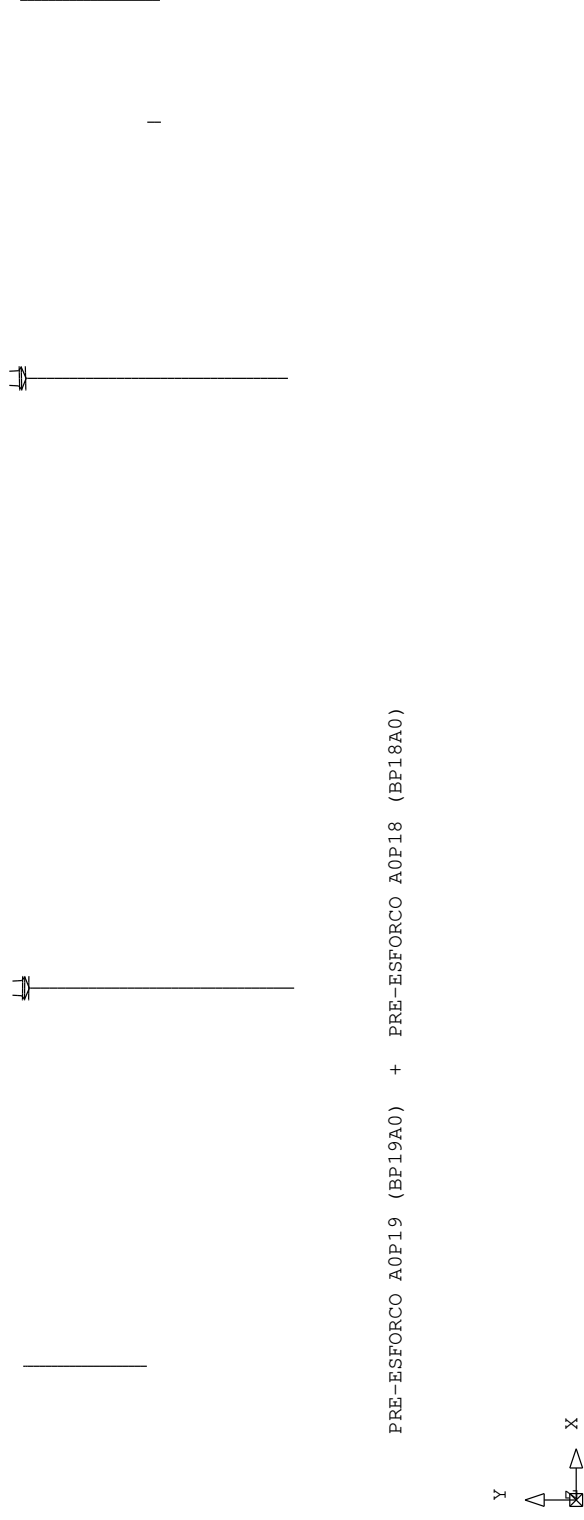


Model: D271

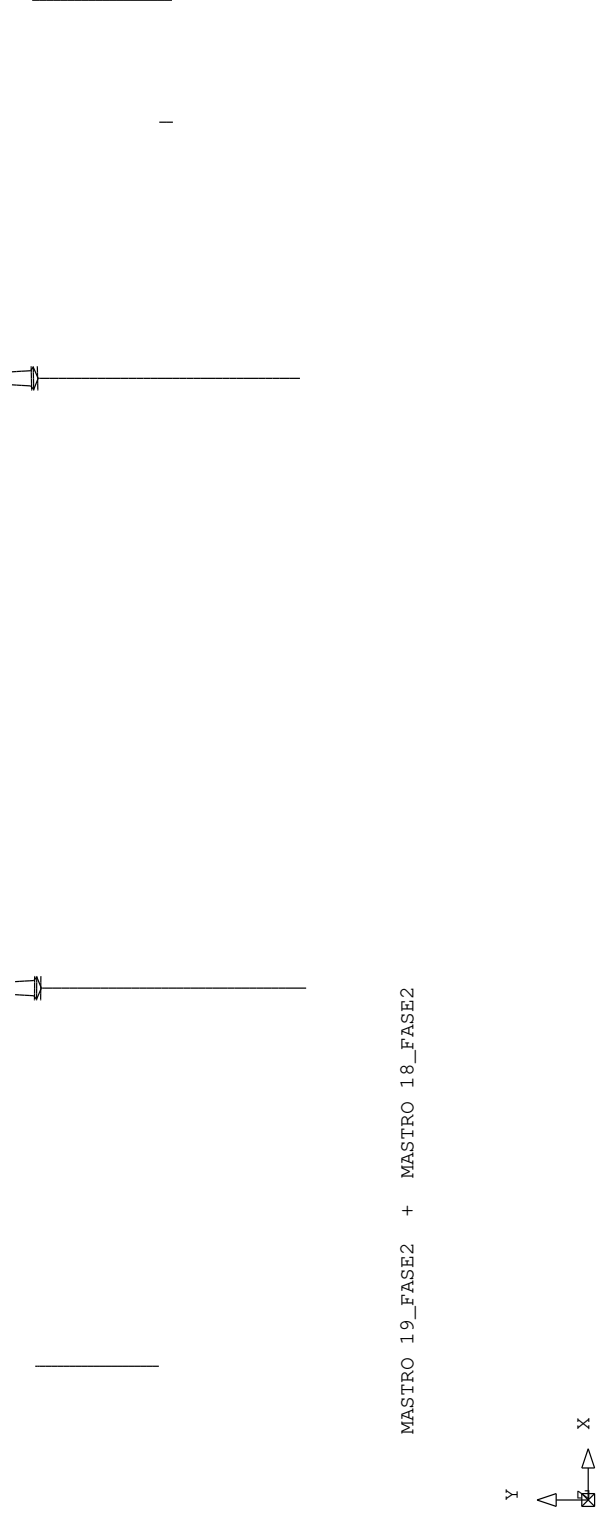
MASTRO 19_FASE1 + MASTRO 18_FASE1 + PILAR 21_FASE3



Model: D274



Model: D277



Model: D282



Model: D284



MASTRO 18_FASE3



Model: D286



MASTRO 19_FASE4



Model: D289



PILAR 20_FASE2



Model: D293



MASTRO 18_FASE4

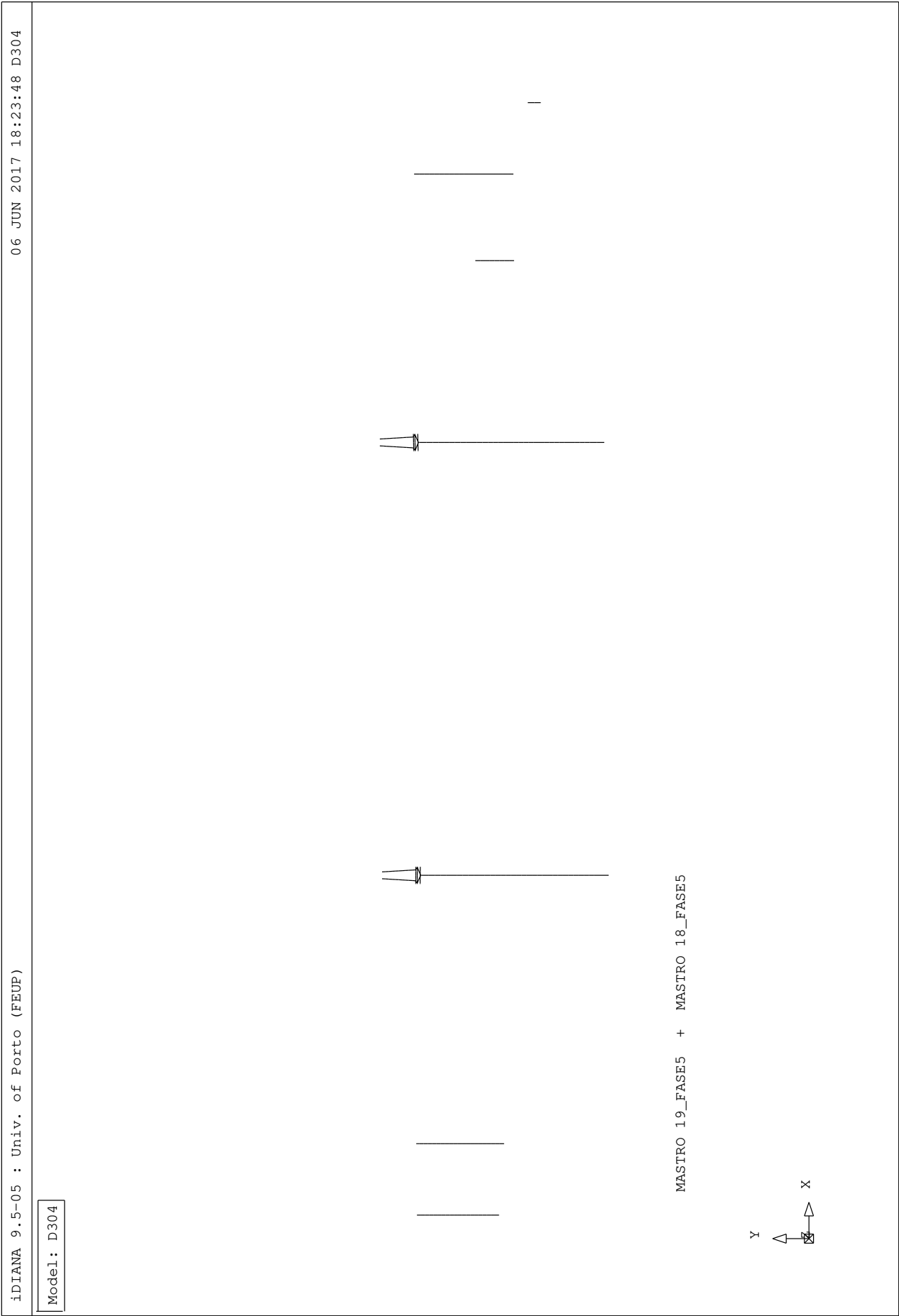


Model: D296



PILAR 15_FASE2 + PILAR 22_FASE1





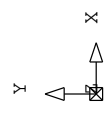
Model: D307



Model: D313



PILAR 20_FASE3



Model: D318



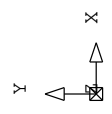
PILAR 22_FASE2



Model: D319



PILAR 17_FASE1



Model: D330



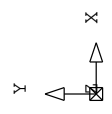
PILAR 22_FASE3



Model: D333



MASTRO 18_FASE6 + PILAR 17_FASE2



Model: D338



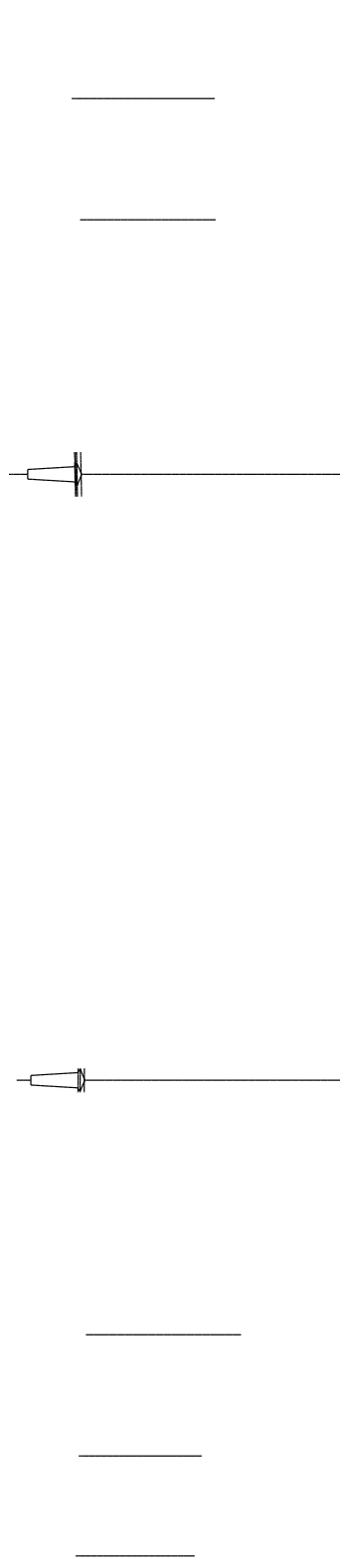
MASTRO 19_FASE6



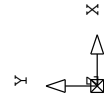
Model: D346



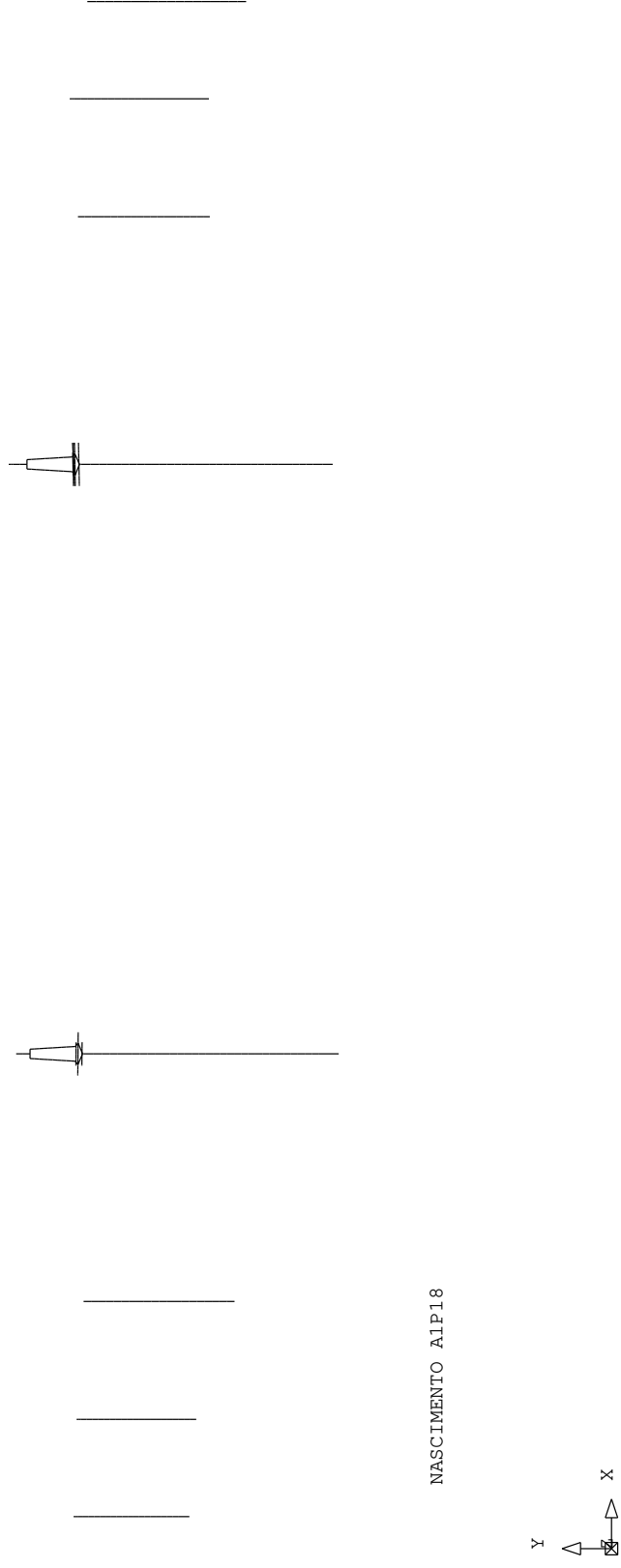
Model: D347



NASCIMENTO A1P19 + PRE-ESFORCO A1P19



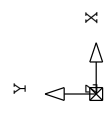
Model: D356



Model: D358



PRE-ESFORCO A1P18



Model: D362



MASTRO 18_FASE7

Model: D368



NASCIMENTO A2P19



Model: D372



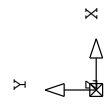
PRE-ESFORCO A2P19



Model: D373



NASCIMENTO A2P18



Model: D374



PRE-ESFORCO A2P18



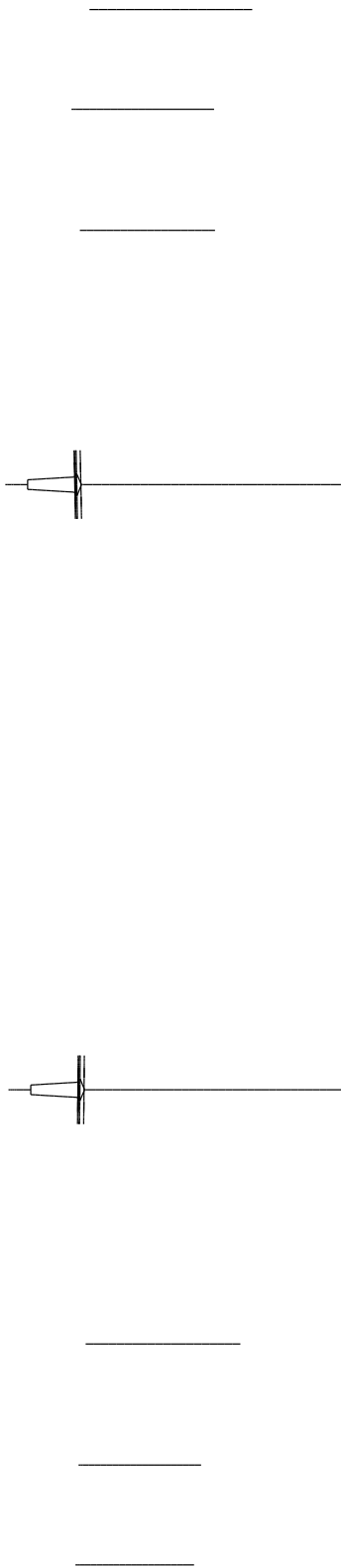
Model: D375



MASTRO 18_FASE8



Model: D376



MASTRO 19_FASE8



Model: D382



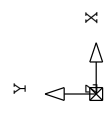
MASTRO 18_FASE9



Model: D384



MASTRO 19_FASE9



Model: D389



NASCIMENTO A3P19



Model: D390



MASTRO 18_FASE10



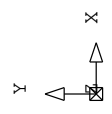
Model: D391



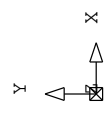
NASCIMENTO A3P18



Model: D393



Model: D396



Model: D401



MASTRO 18_FASE11



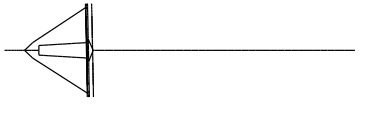
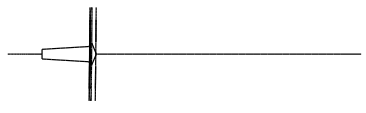
Model: D402



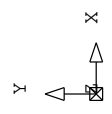
MASTRO 19_FASE11



Model: D409



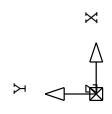
TIRANTE 1 P19 (IT1P19)



Model: D410



MASTRO 19_FASE12 + MASTRO 18_FASE12



Model: D411



NASCIMENTO A4P19



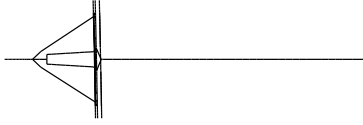
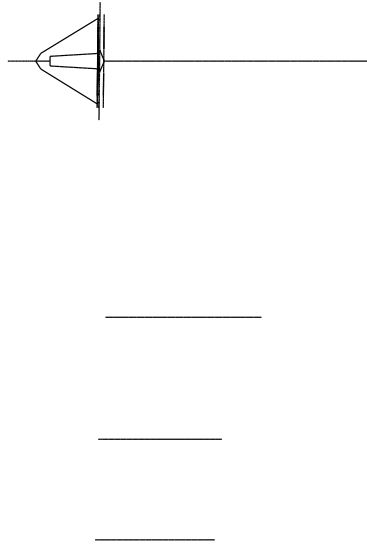
Model: D414



TIRANTE 1 P18 + PRE-ESFORÇO A4P19



Model: D416



NASCIMENTO A4P18



Model: D417



MASTRO 19_FASE13 + PRE-ESFORCO A4P18



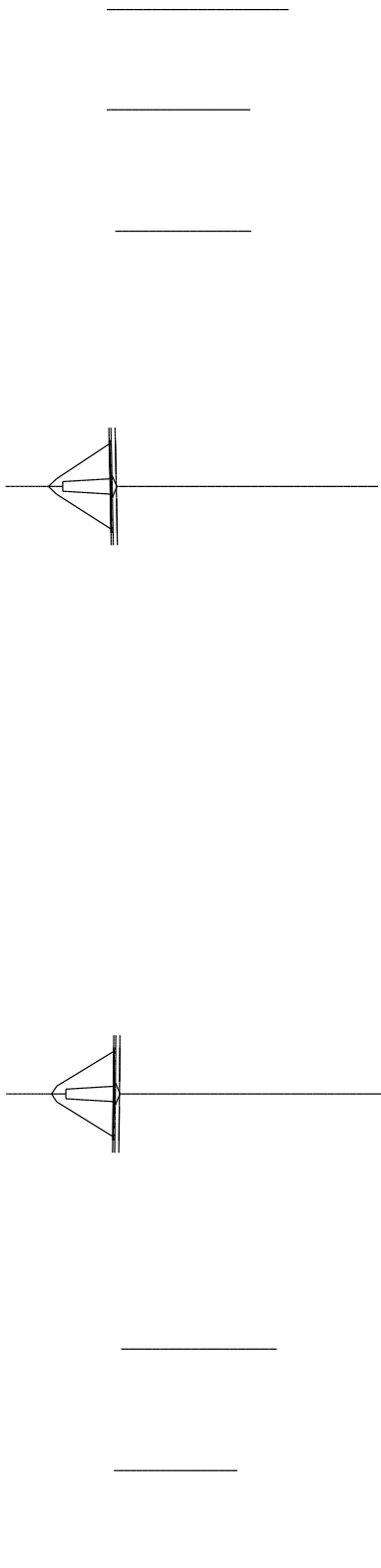
Model: D418



MASTRO 18_FASE13



Model: D425



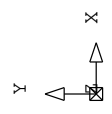
MASTRO 19_FASE14 + MASTRO 18_FASE14



Model: D432



MASTRO 19_FASE15 + MASTRO 18_FASE15



Model: D438



MASTRO 19_FASE16



Model: D439



MASTRO 18_FASE16



Model: D440



MASTRO 19_FASE17



Model: D444



MASTRO 18_FASE17 + PILAR 22_FASE6



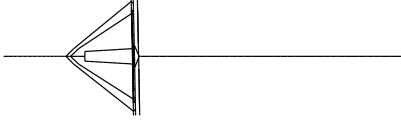
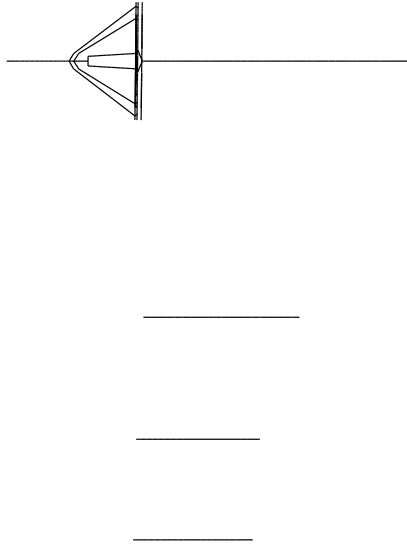
Model: D452



TIRANTE 2 P19 (IT2P19)



Model: D455



TIRANTE 2 P18 (IT2P18)



Model: D459



NASCIMENTO A5P19



Model: D461



NASCIMENTO A5P18



Model: D462



PRE-ESFORCO A5P19



Model: D463



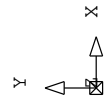
PRE-ESFORCO A5P18



Model: D465



TIRANTE 3 P19 (IT3P19)



Model: D466



TIRANTE 3 P18 (IT3P18)



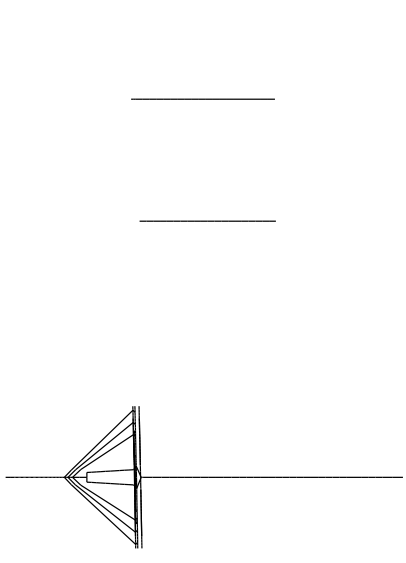
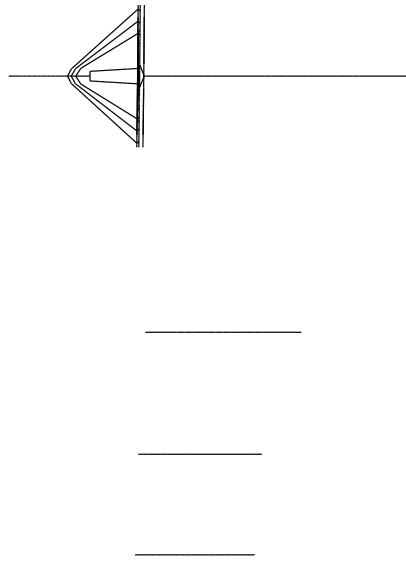
Model: D480



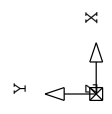
DESTENSIONAMENTO TIRANTE 3 P19



Model: D483



TENSIONAMENTO TIRANTE 3 P19 (DT3P19)



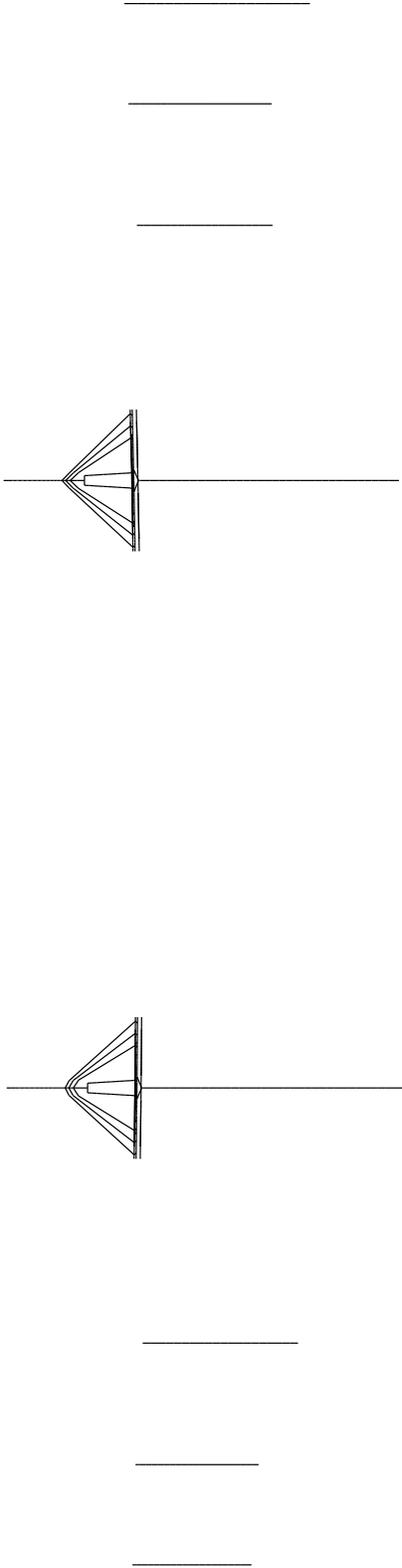
Model: D484



DESTENSIONAMENTO TIRANTE 1 P19



Model: D487



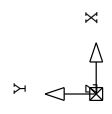
TENSIONAMENTO TIRANTE 1 P19 (DT1P19)



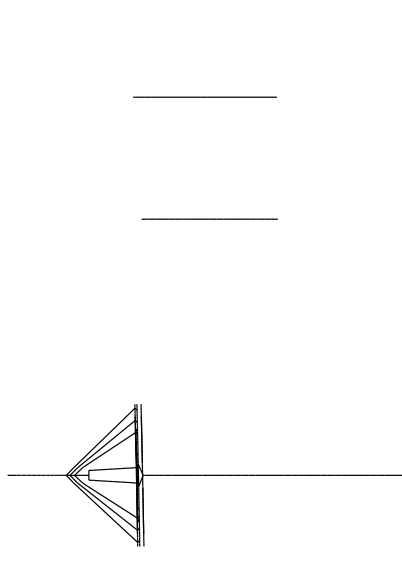
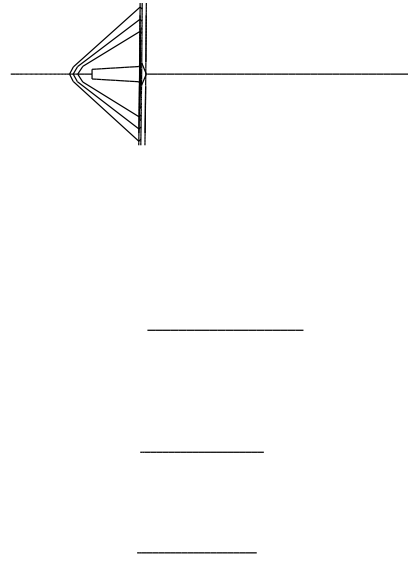
Model: D488



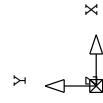
DESTENSIONAMENTO TIRANTE 2 P19



Model: D491



TENSIONAMENTO TIRANTE 2 P19 (DT2P19)



Model: D492



DESTENSIONAMENTO TIRANTE 3 P18



Model: D494_2



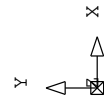
TENSIONAMENTO TIR 3 P18 (DT3P18) + DESTENSIONAMENTO TIR 1 P18 + A6P19



Model: D497_2



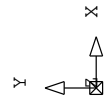
TENSIONAMENTO TIRANTE 1 P18 (DT1P18) + DESTENSIONAMENTO TIRANTE 2 P18



Model: D500



TENSIONAMENTO TIRANTE 2 P18 (DT2P18) + TIRANTE 4 P19 (IT4P19)



Model: D502



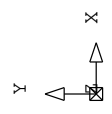
NASCIMENTO A6P18



Model: D504



PRE-ESFORÇO A6P18



Model: D505



NASCIMENTO A7P19



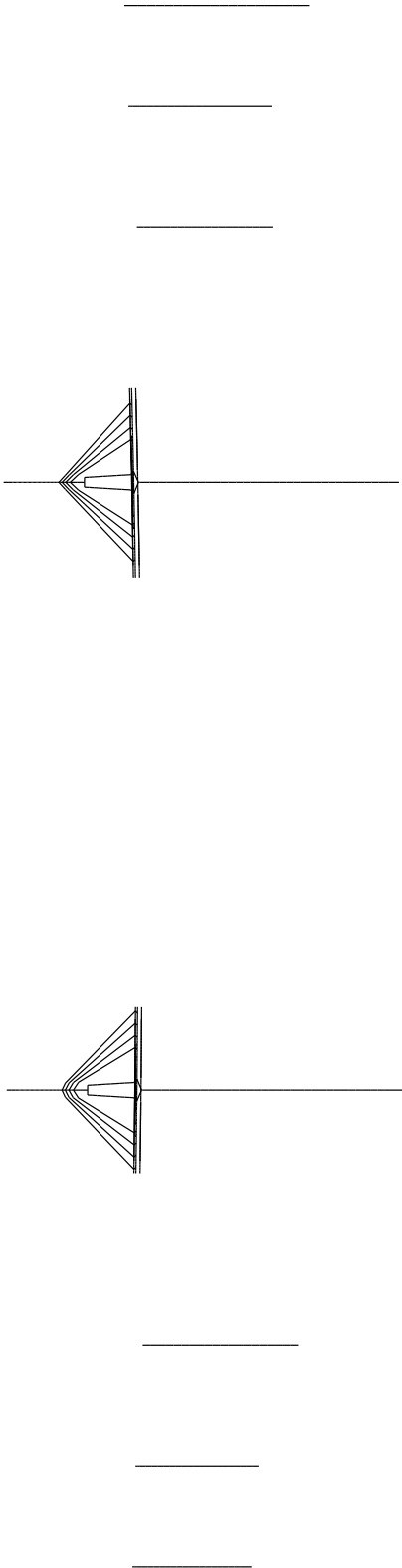
Model: D506



PRE-ESFORCO A7P19



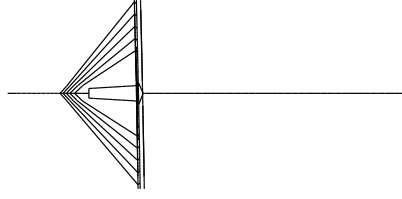
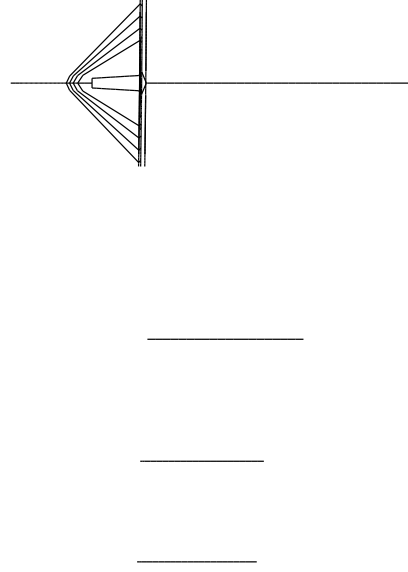
Model: D507



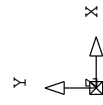
TIRANTE 4 P18 (IT4P18)



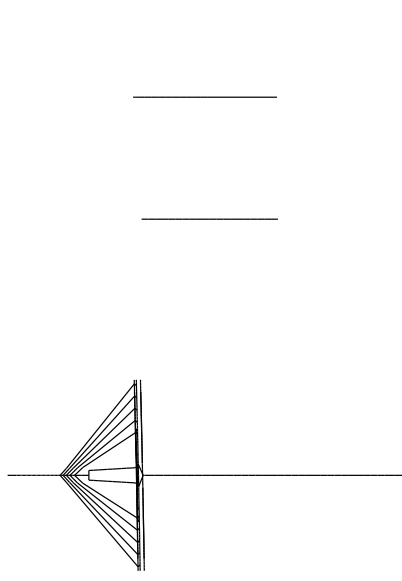
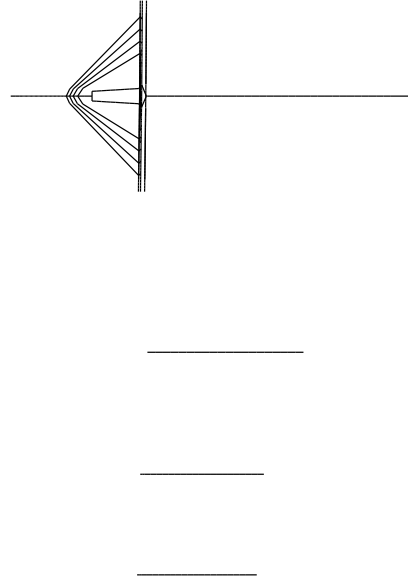
Model: D509



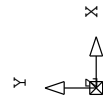
TIRANTE 5 P19 (IT5P19)



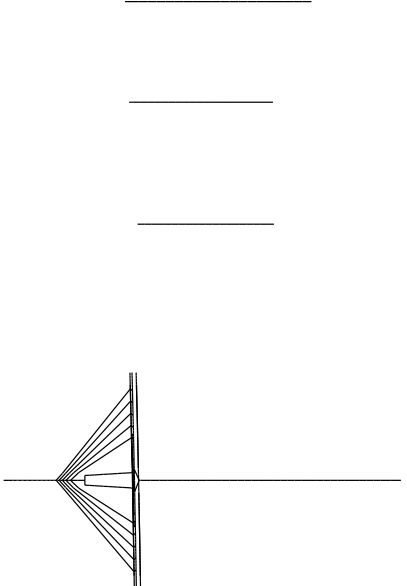
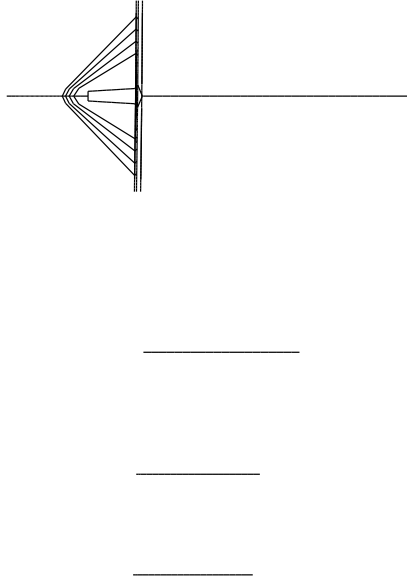
Model: D513



NASCIMENTO A7P18 + PRE-ESFORCO A7P18



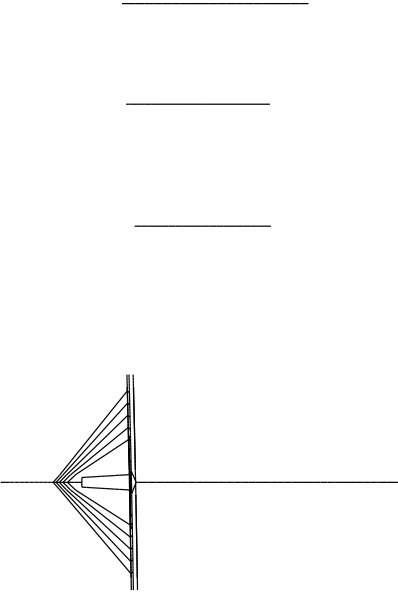
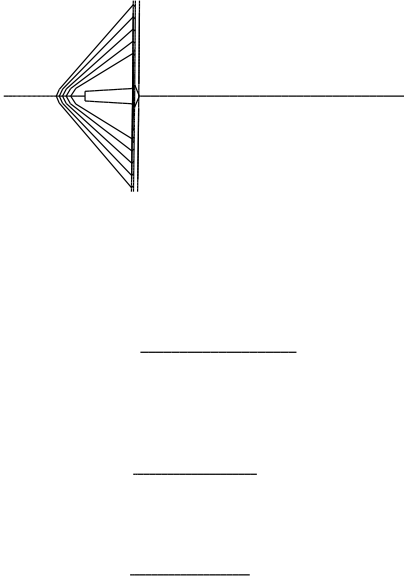
Model: D514



NASCIMENTO A8P19 + PRE-ESFORCO A8P19



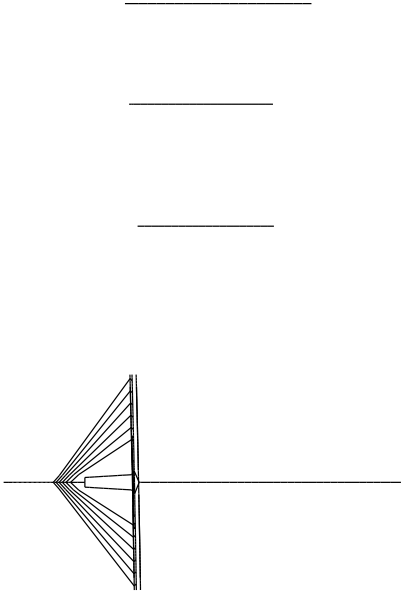
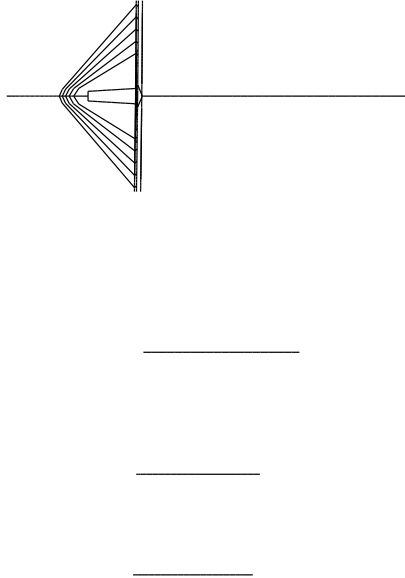
Model: D518



TIRANTE 5 P18 (IT5P18)



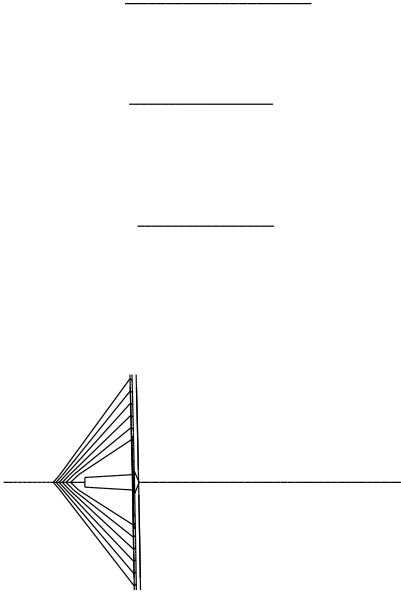
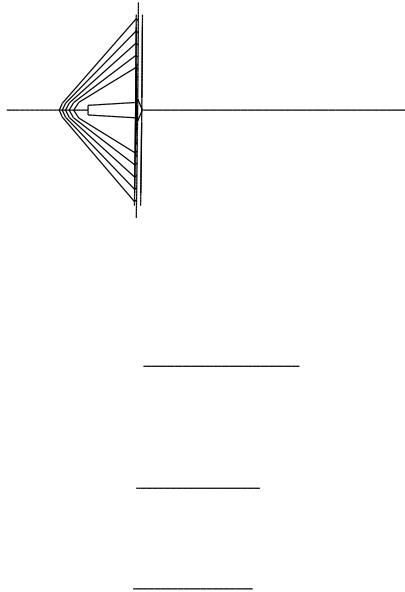
Model: D519



TIRANTE 6 P19 (IT6P19)



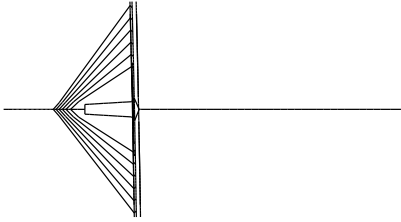
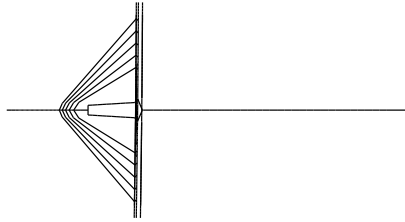
Model: D523



NASCIMENTO A8P18



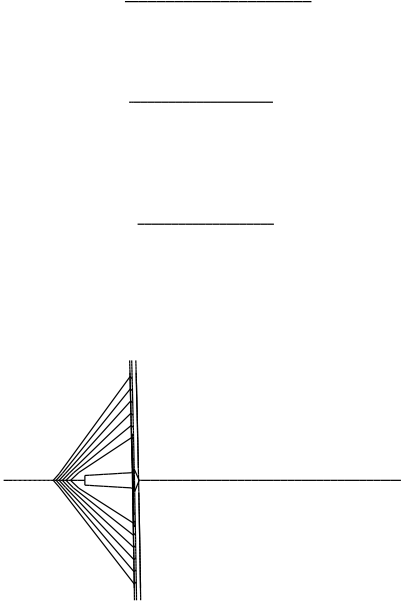
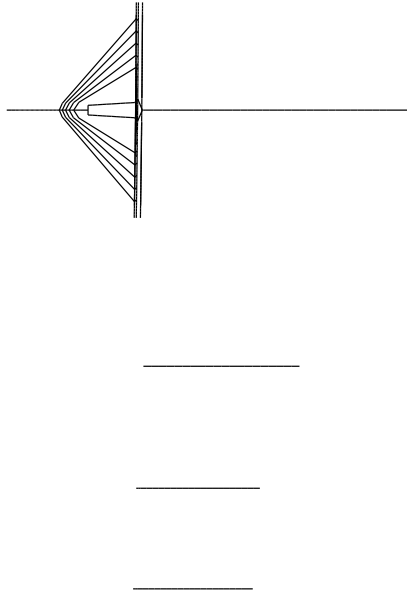
Model: D526



PRE-ESFORCO A8P18



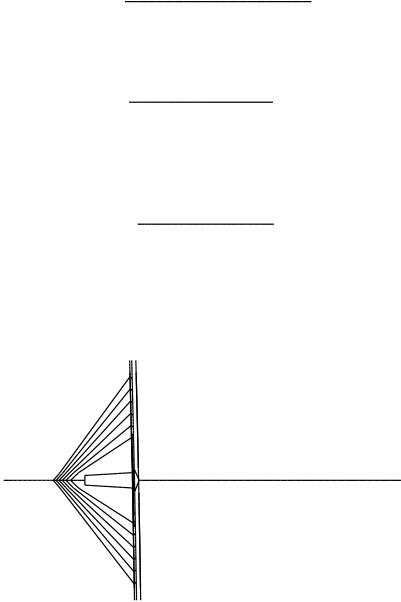
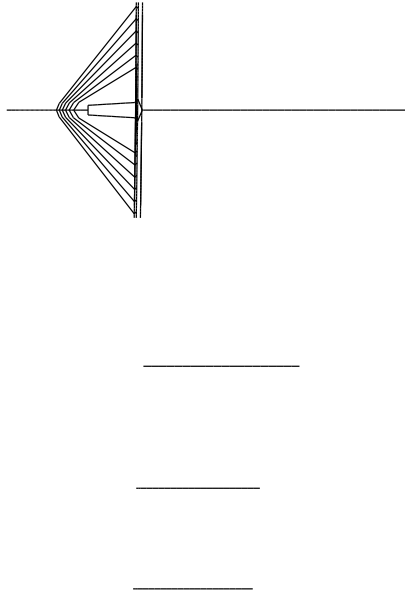
Model: D527



NASCIMENTO A9P19 + PRE-ESFORCO A9P19



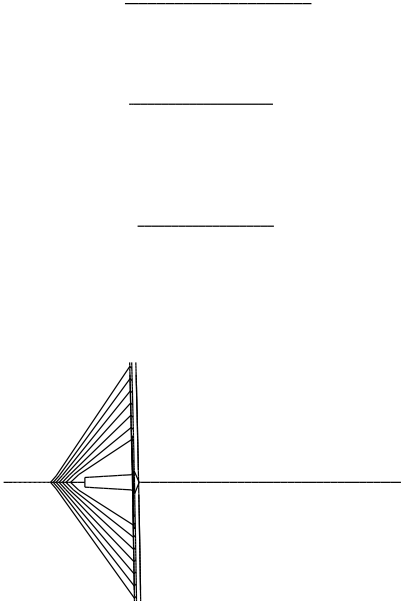
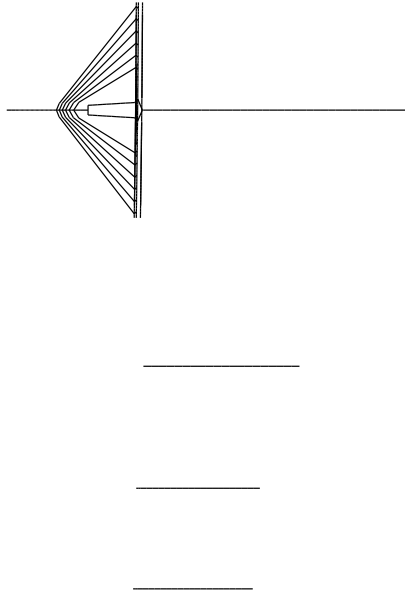
Model: D529



TIRANTE 6 P18 (IT6P18)



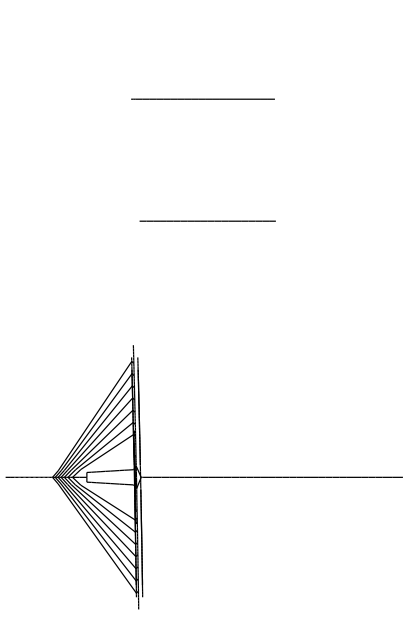
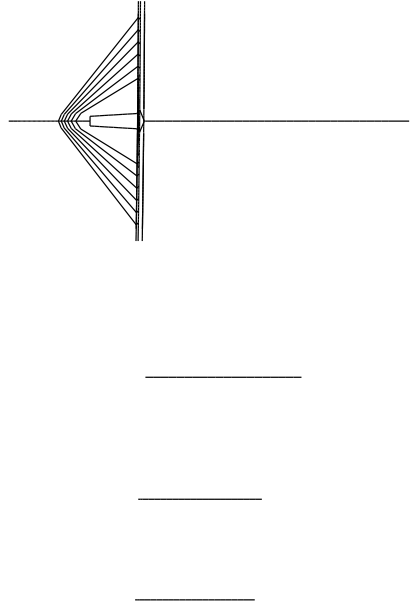
Model: D533



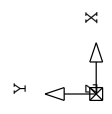
TIRANTE 7 P19 (IT7P19)



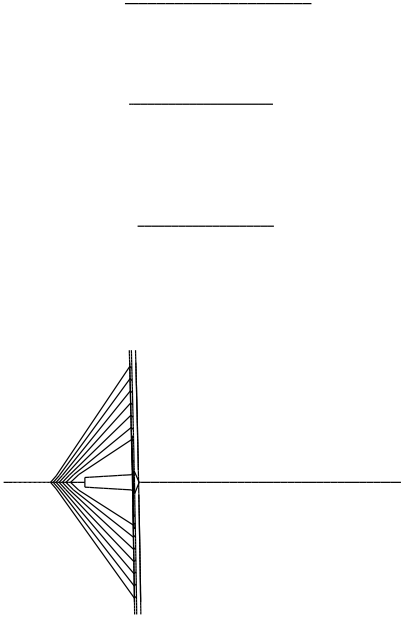
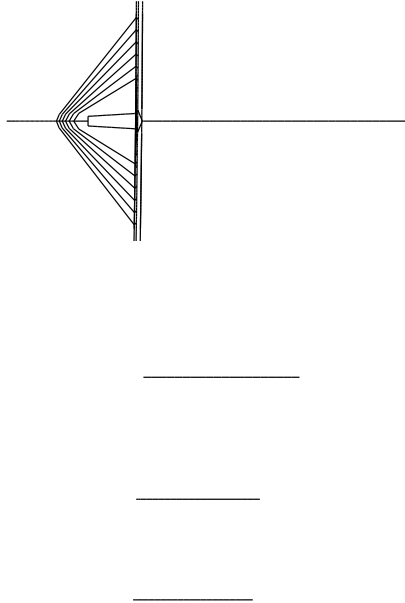
Model: D536



NASCIMENTO A9P18 + PRE-ESFORCO A9P18 + NASCIMENTO A10P19



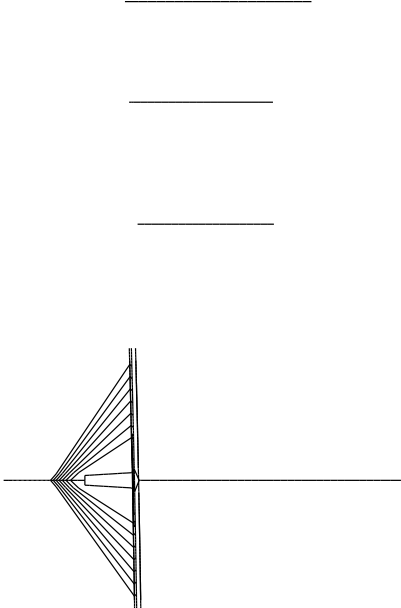
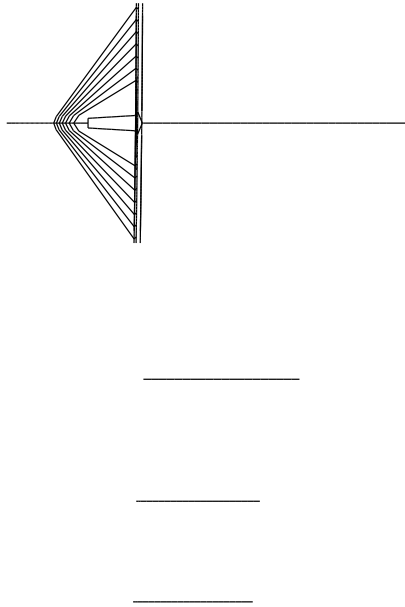
Model: D537



PRE-ESFORÇO A10P19



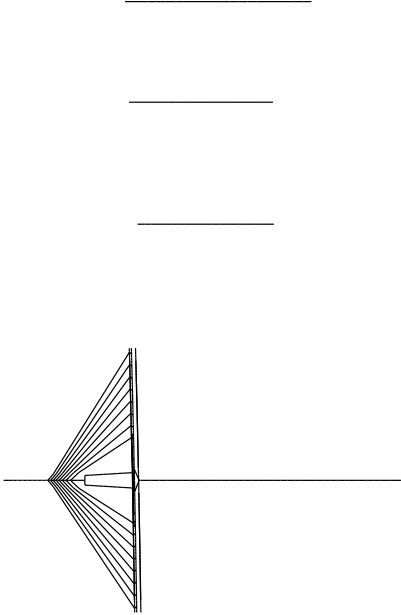
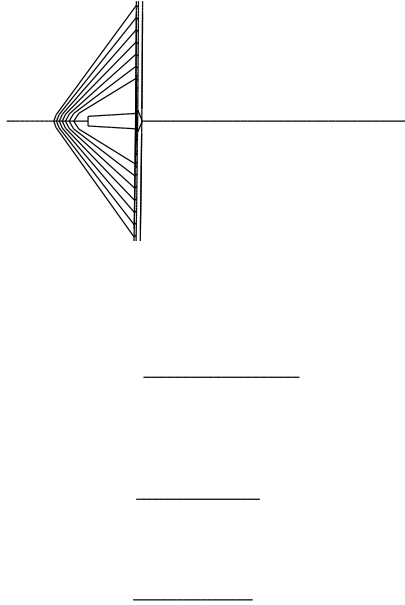
Model: D542



TIRANTE 7 P18 (IT7P18)



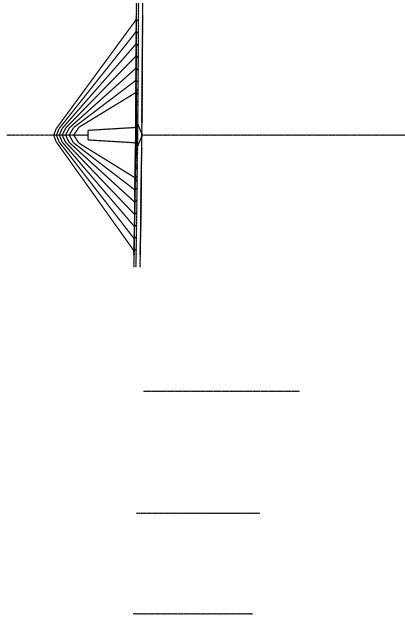
Model: D543



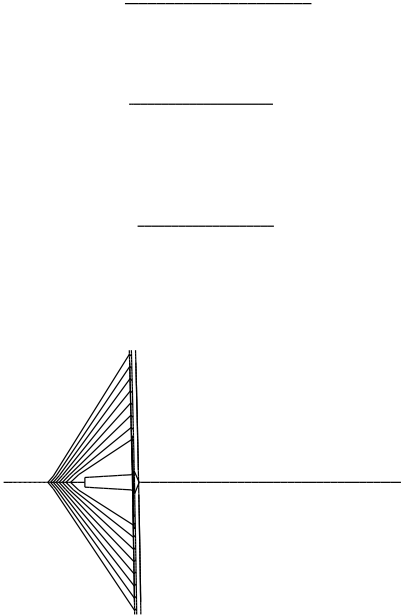
TIRANTE 8 P19 (IT8P19)



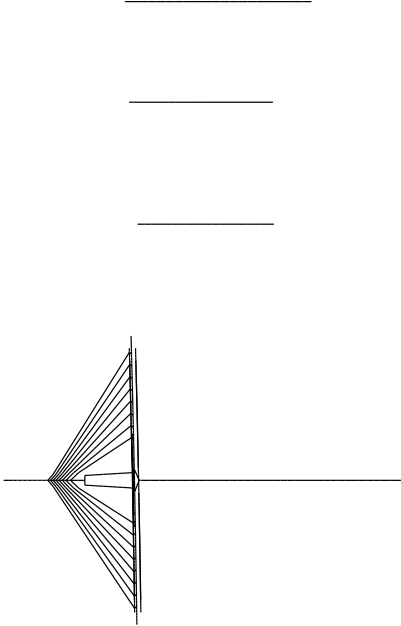
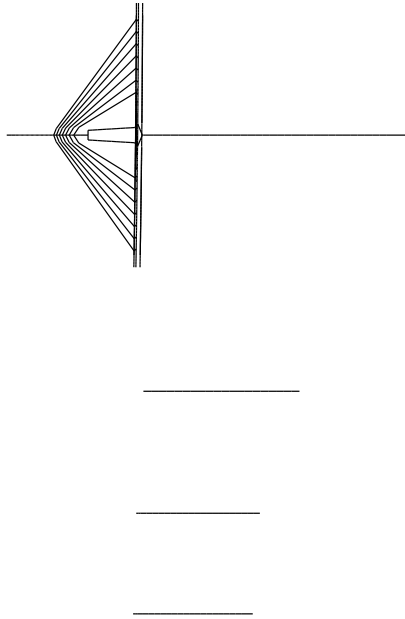
Model: D544



NASCIMENTO A10P18 + PRE-ESFORCO A10P18



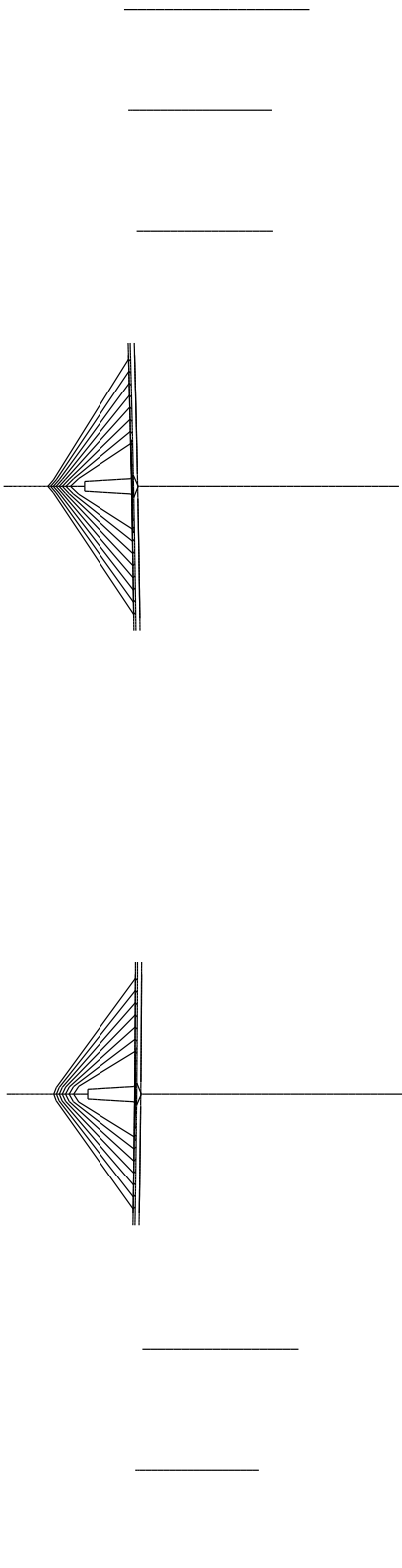
Model: D547



NASCIMENTO A11P19



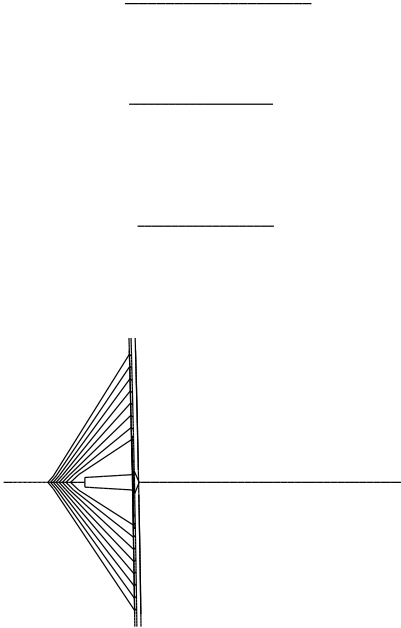
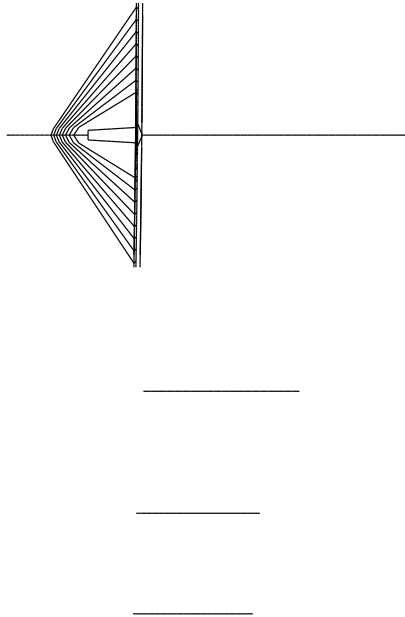
Model: D548



PRE-ESFORCO A11P19



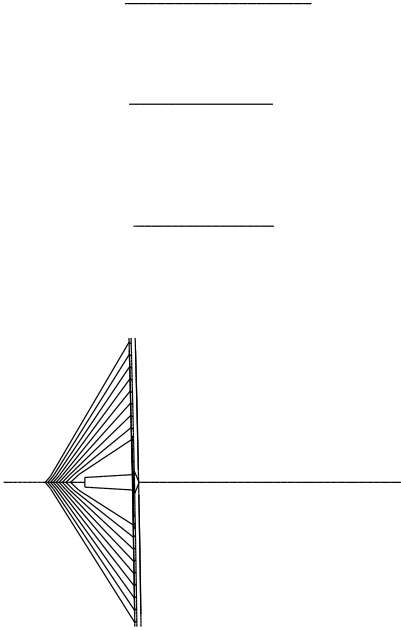
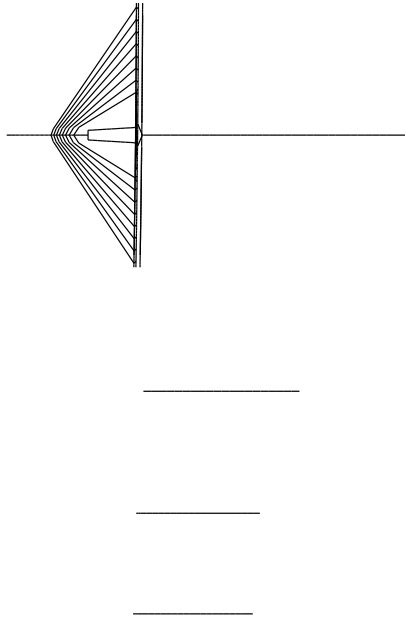
Model: D550



TIRANTE 8 P18 (IT8P18)



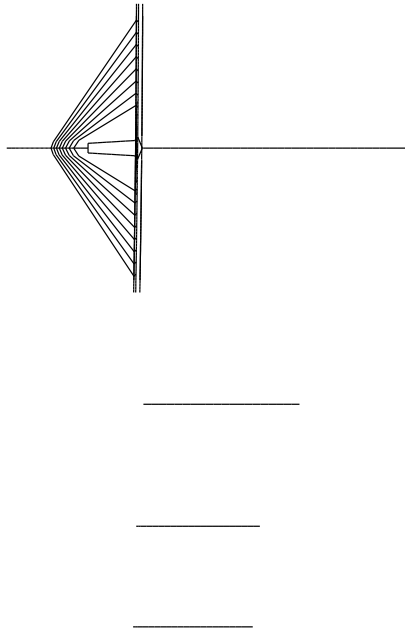
Model: D551



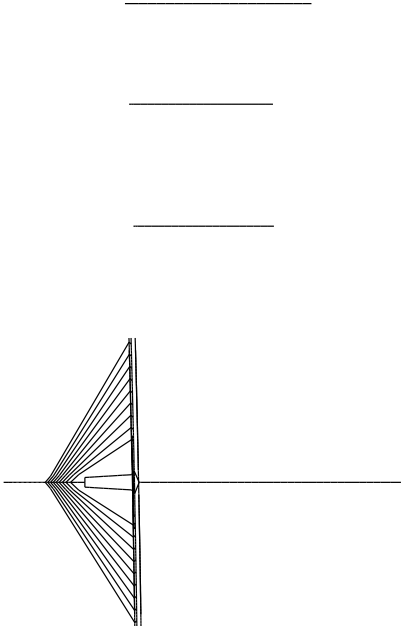
TIRANTE 9 P19 (IT9P19)



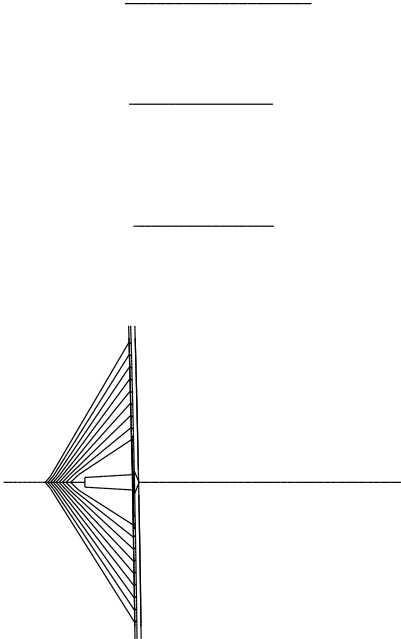
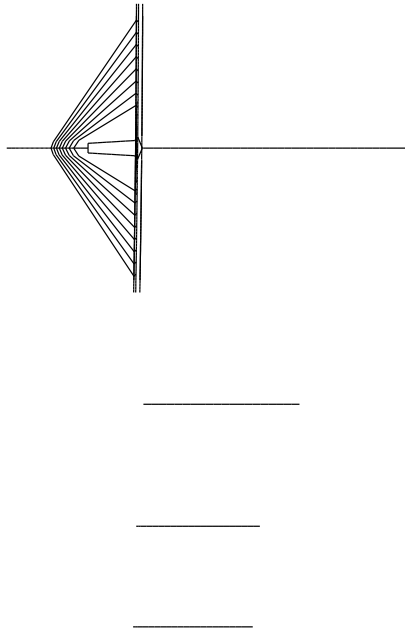
Model: D554



NASCIMENTO A11P18 + PRE-ESFORCO A11P18



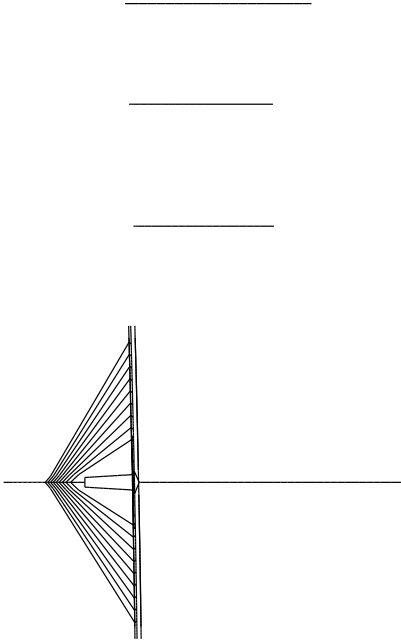
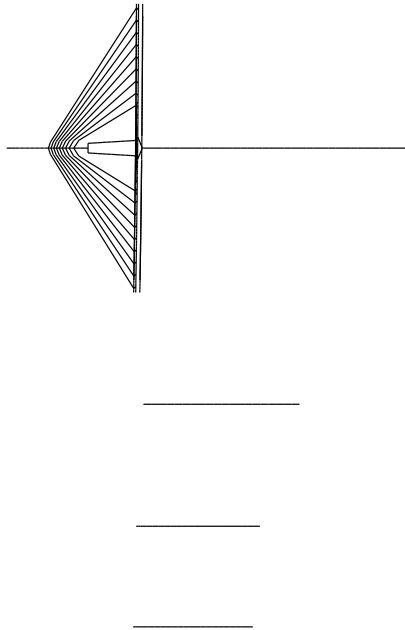
Model: D556



NASCIMENTO A12P19 + PRE-ESFORCO A12P19



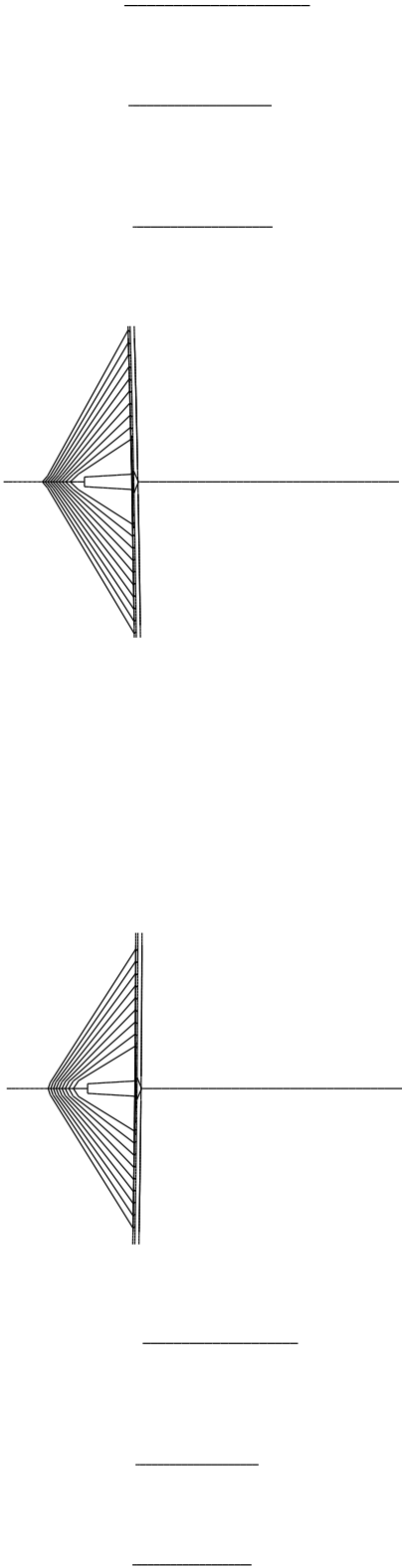
Model: D558



TIRANTE 9 P18 (IT9P18)



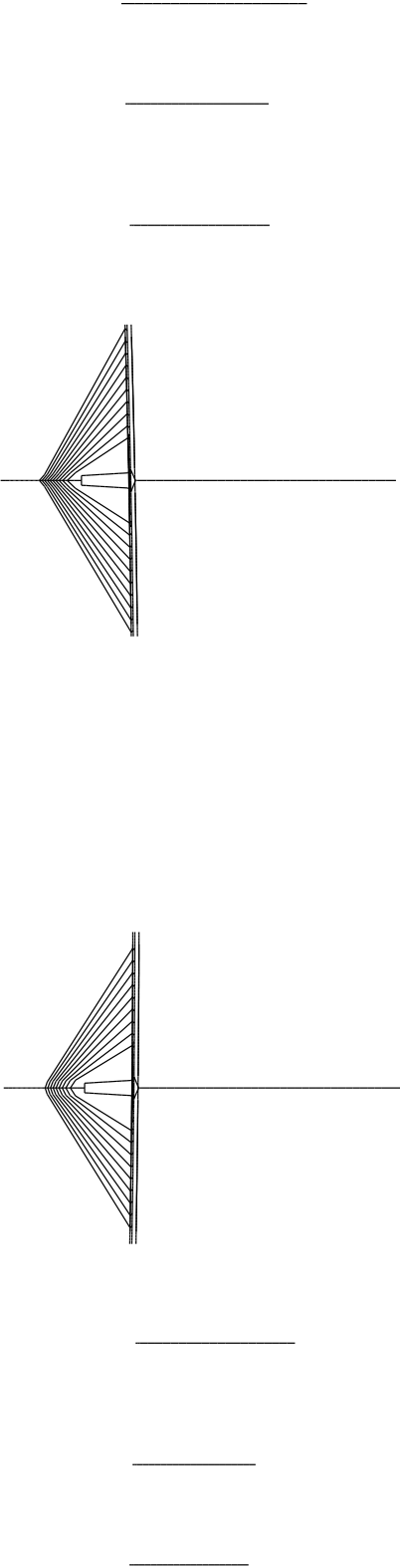
Model: D562



NASCIMENTO A12P18 + PRE-ESFORCO A12P18 + TIRANTE 10 P19 (IT10P19)



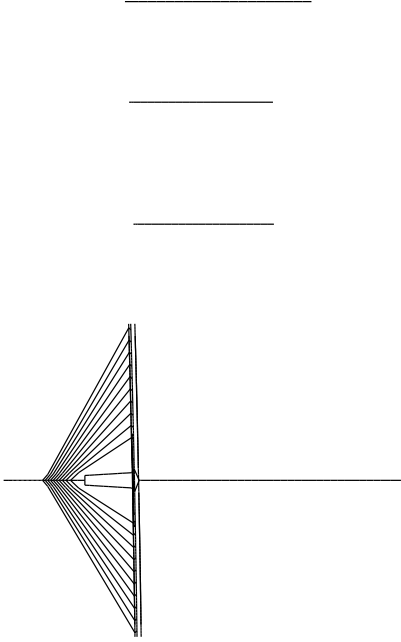
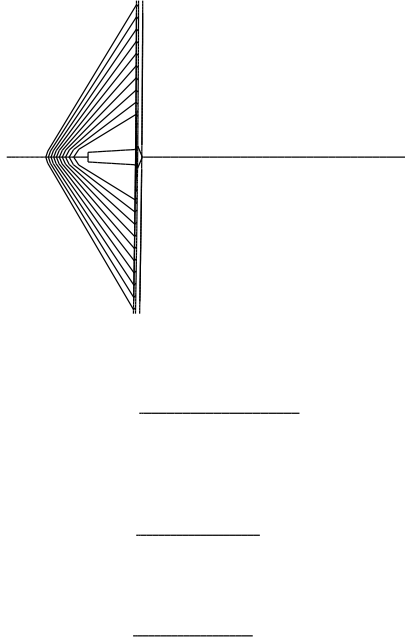
Model: D564



PILAR 17_FASE3



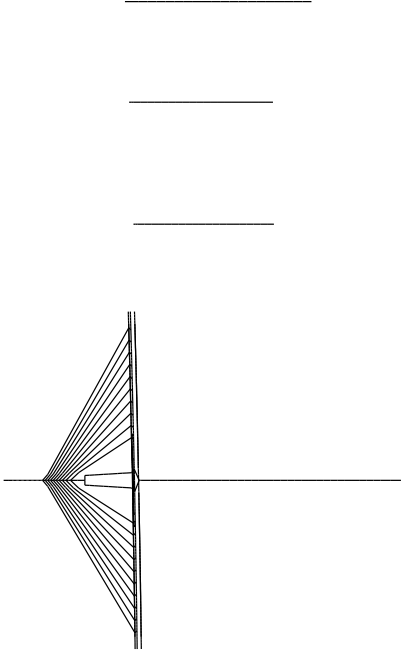
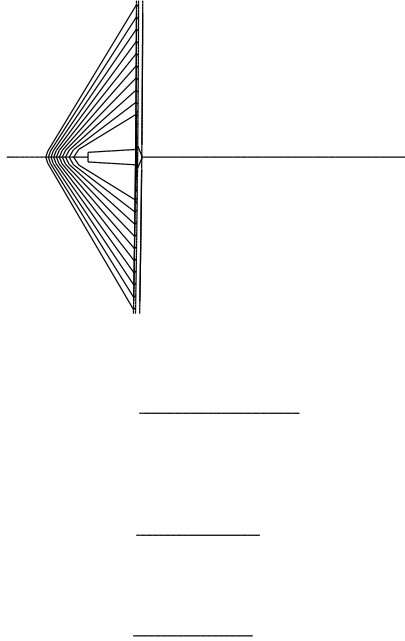
Model: D565



TIRANTE 10 P18 (IT10P18)



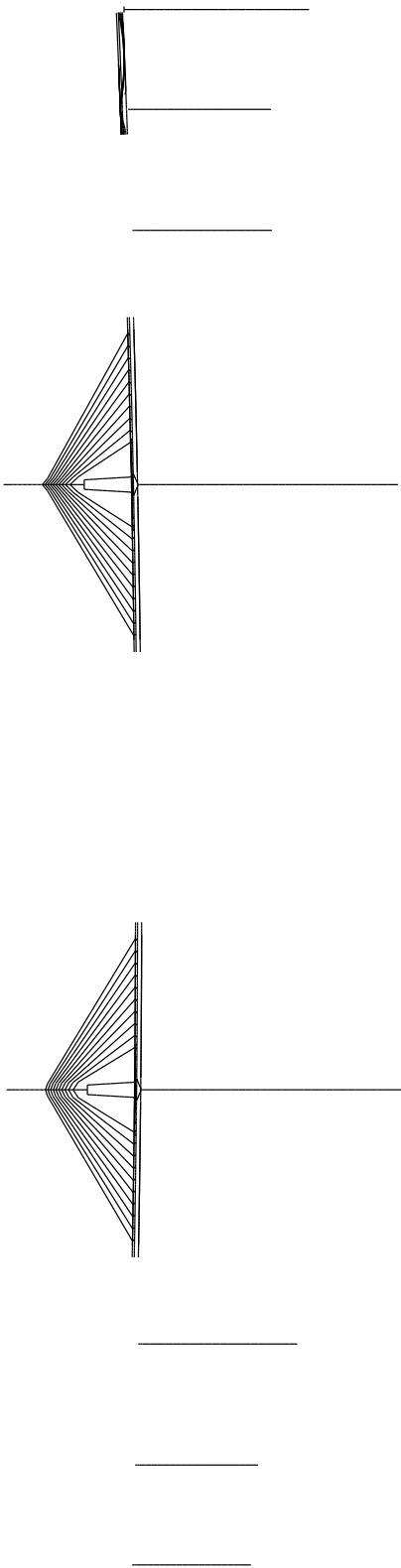
Model: D569



NASCIMENTO A13P19 + PRE-ESFORCO A13P19



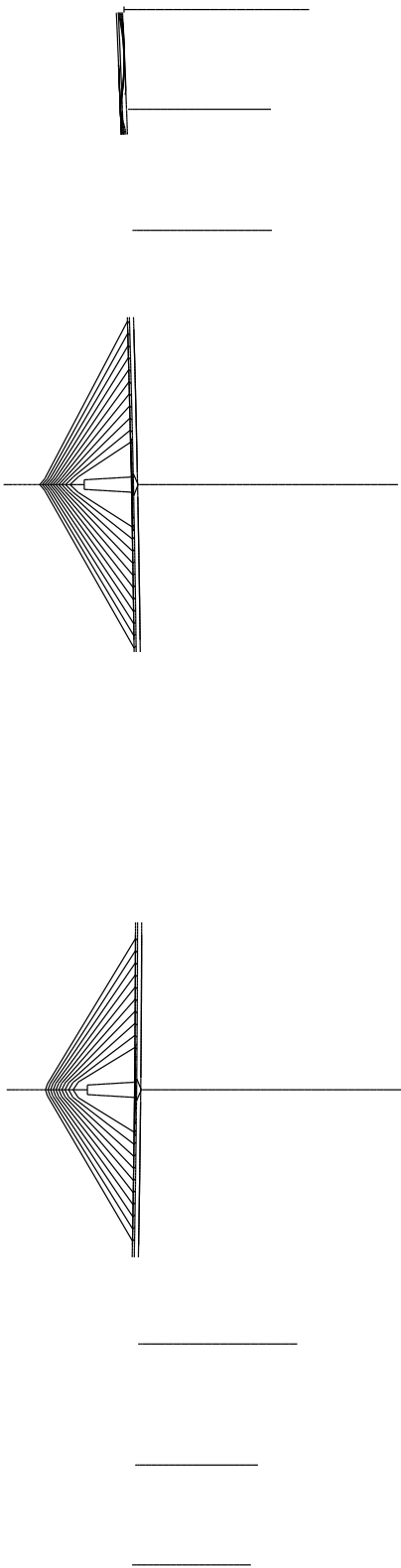
Model: D571



NASCIMENTO A13P18 + PRE-ESFORCO A13P18 + NASCIMENTO TRAMO 21



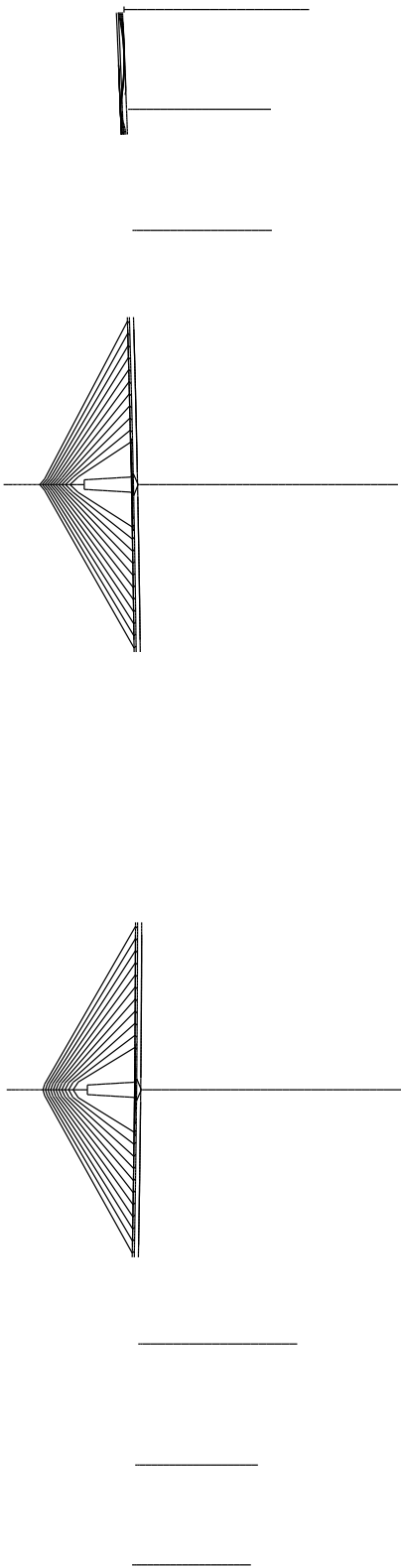
Model: D574



TIRANTE 11 P19 (IT11P19)



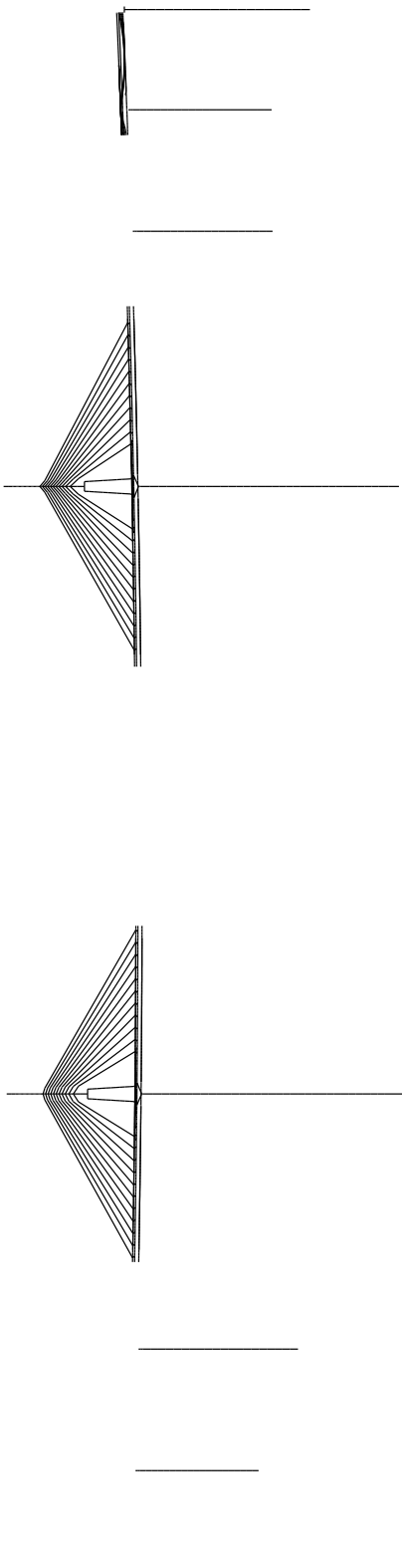
Model: D576



TIRANTE 11 P18 (IT11P18)



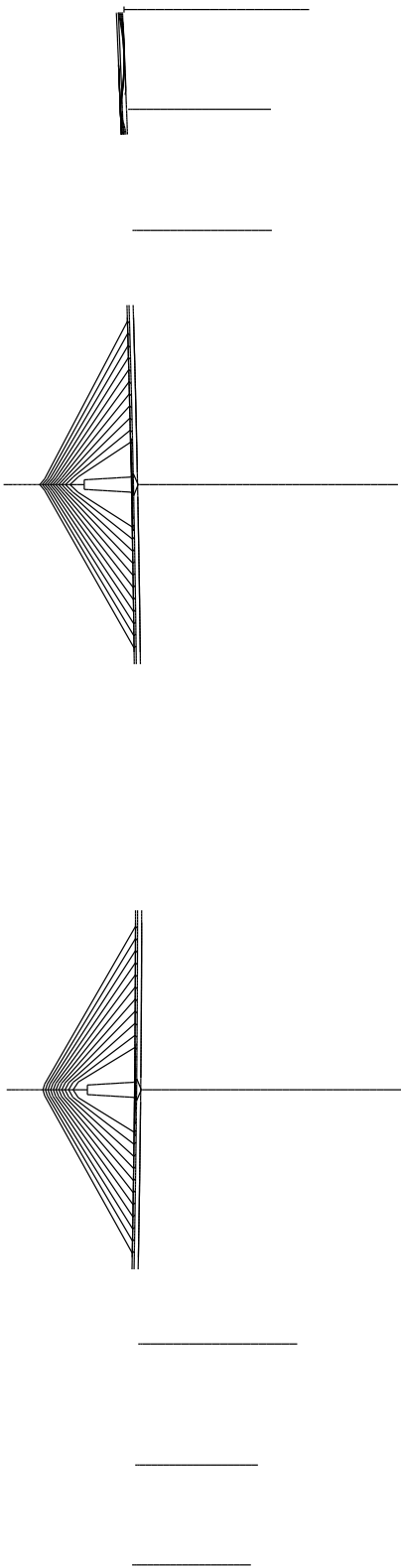
Model: D577



NASCIMENTO A14P19 + PRE-ESFORCO A14P19



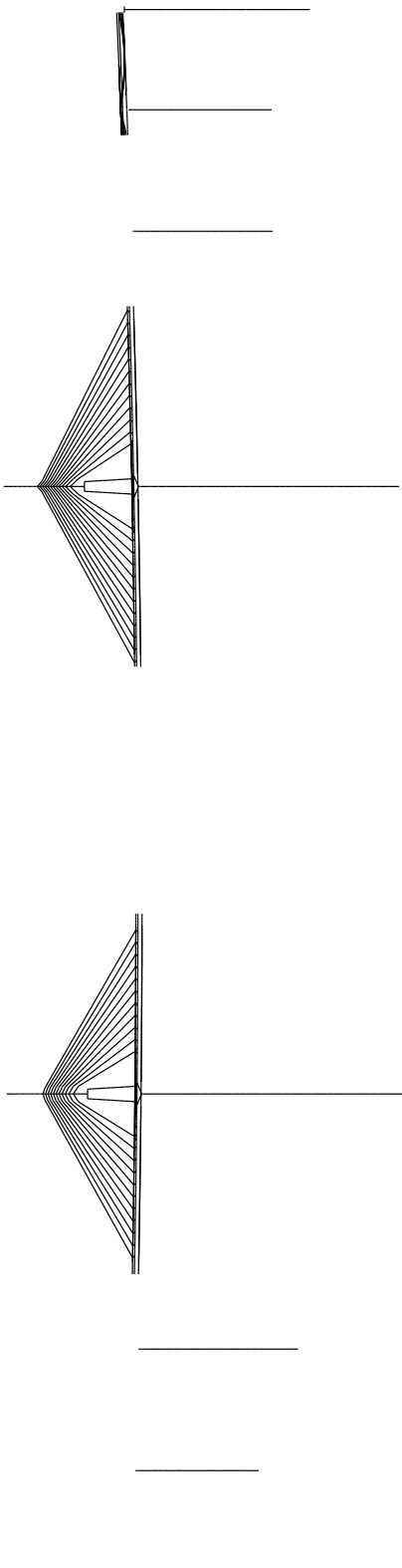
Model: D579



NASCIMENTO A14P18 + PRE-ESFORCO A14P18



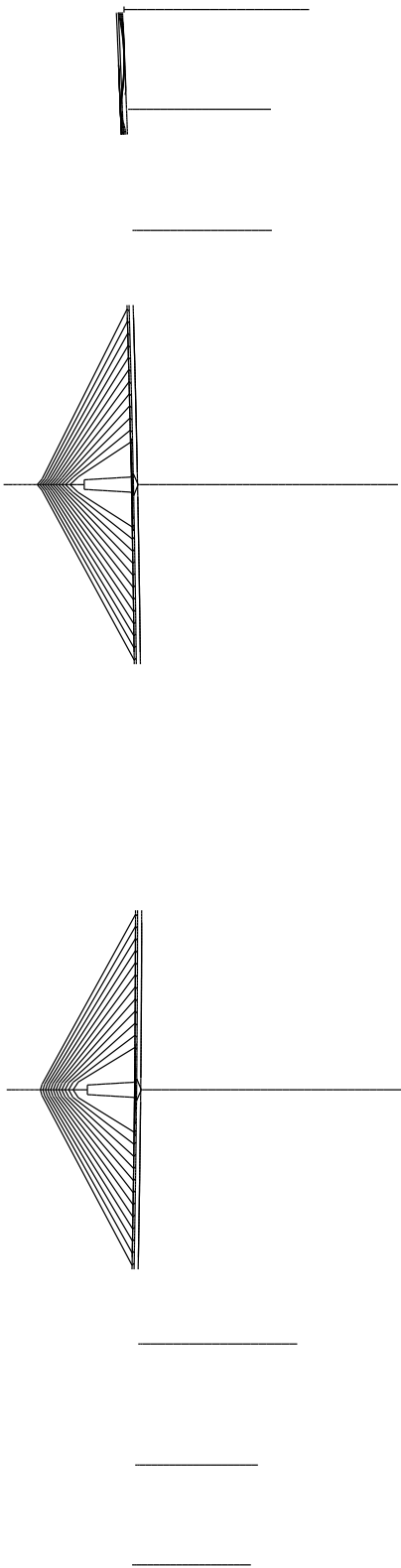
Model: D581



TIRANTE 12 P19 (IT12P19)



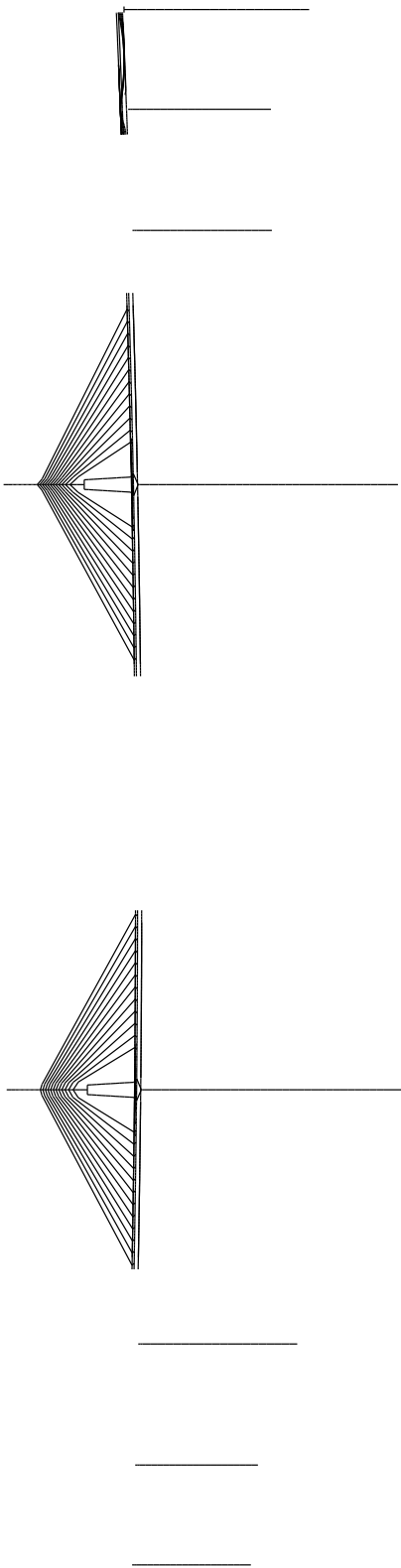
Model: D588



TIRANTE 12 P18 (IT12P18)



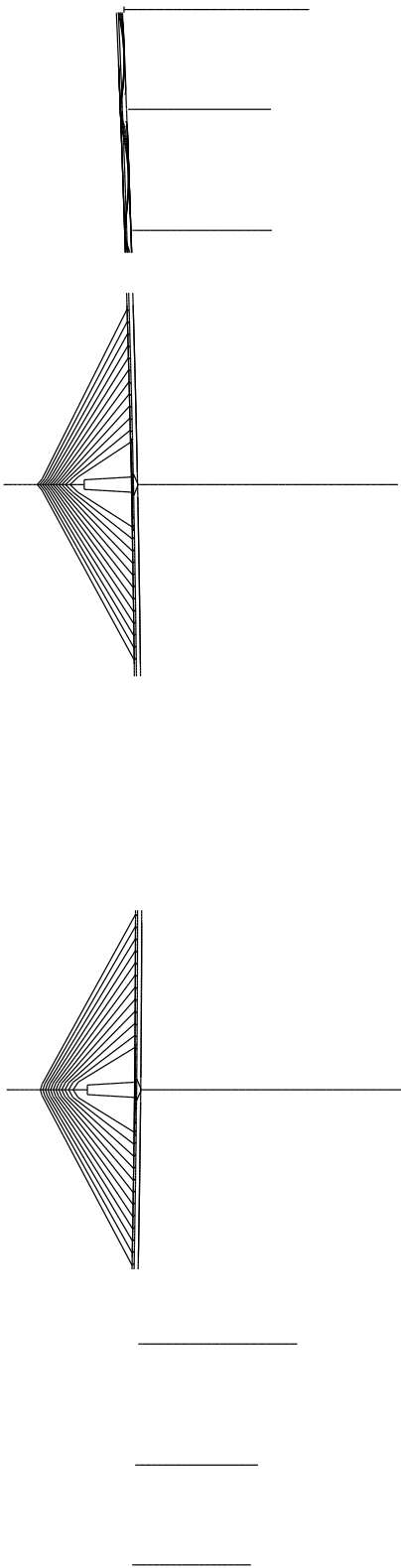
Model: D589



NASCIMENTO A15P19 + PRE-ESFORCO A15P19



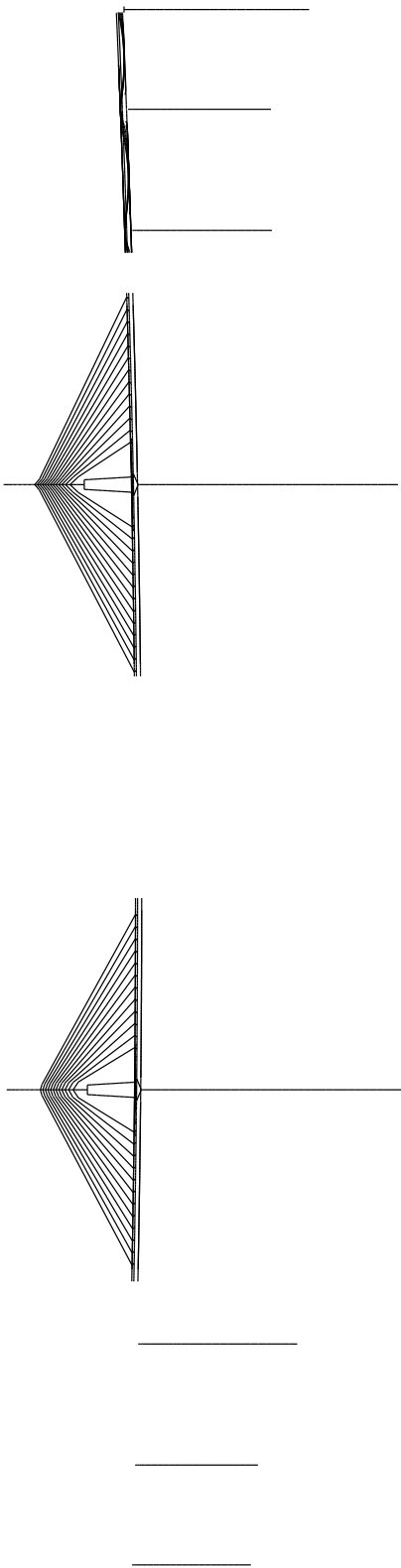
Model: D591



NASCIMENTO TRAMO 20



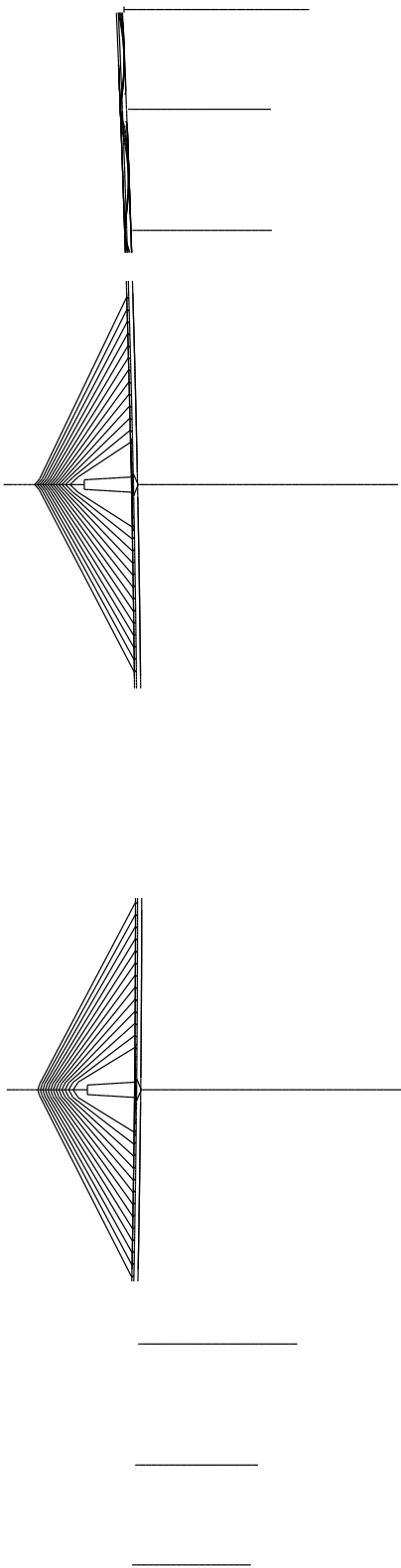
Model: D595



NASCIMENTO A15P18 + PRE-ESFORCO A15P18 + TIRANTE 13 P19 (IT13P19)



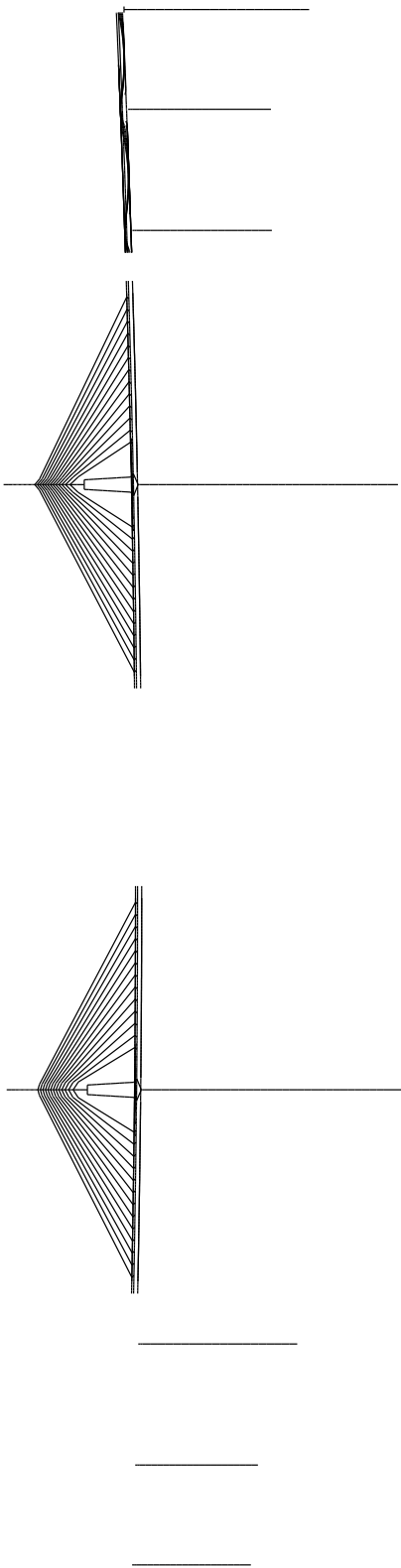
Model: D603



NASCIMENTO A16P19 + PRE-ESFORCO A16P19 + TIRANTE 13 P18 (IT13P18)



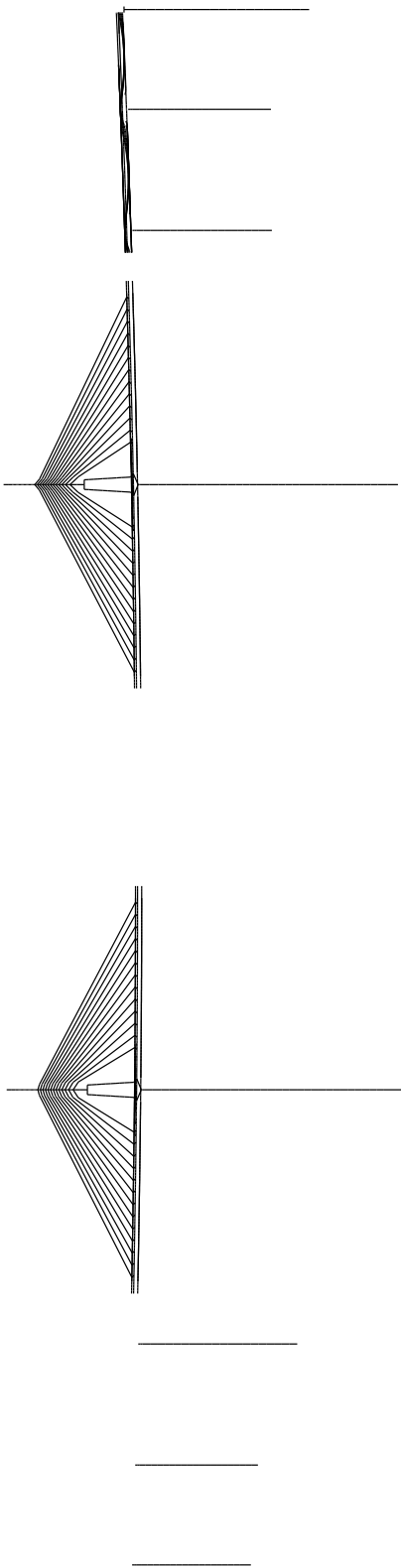
Model: D606



NASCIMENTO A16P18 + PRE-ESFORCO A16P18



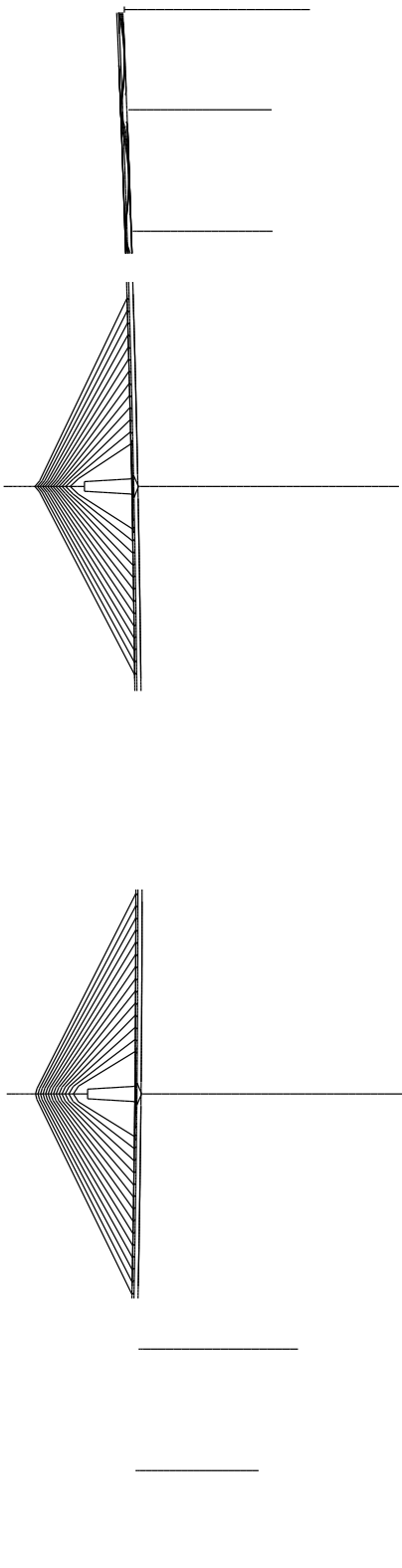
Model: D614



INICIO NASCIMENTO ABAS NASCENTE 1/10 (SENTIDO LATERAL-CENTRAL)



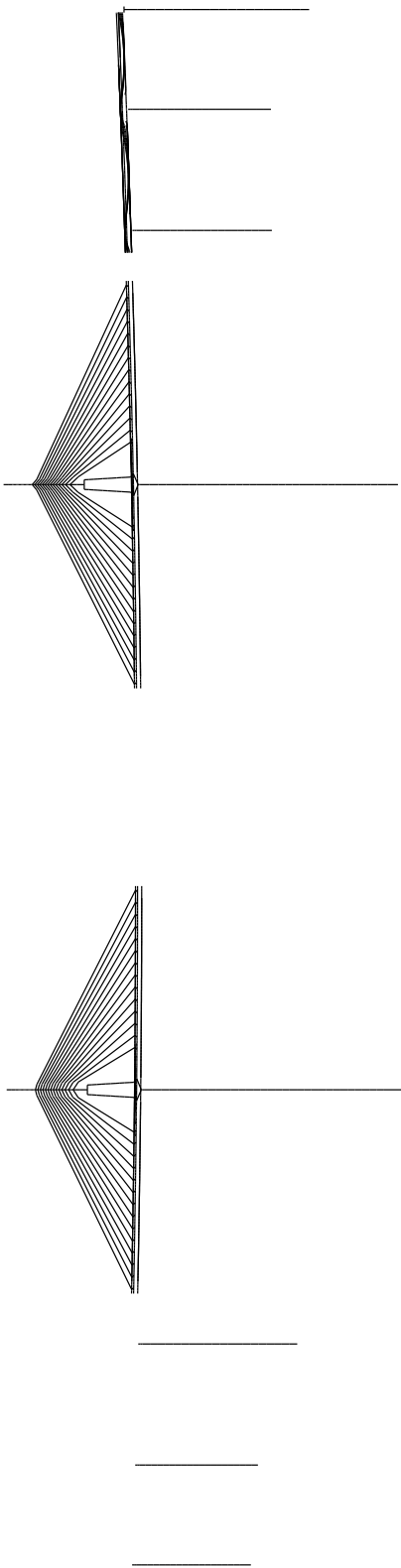
Model: D616



TIRANTE 14 P18 (IT14P18)



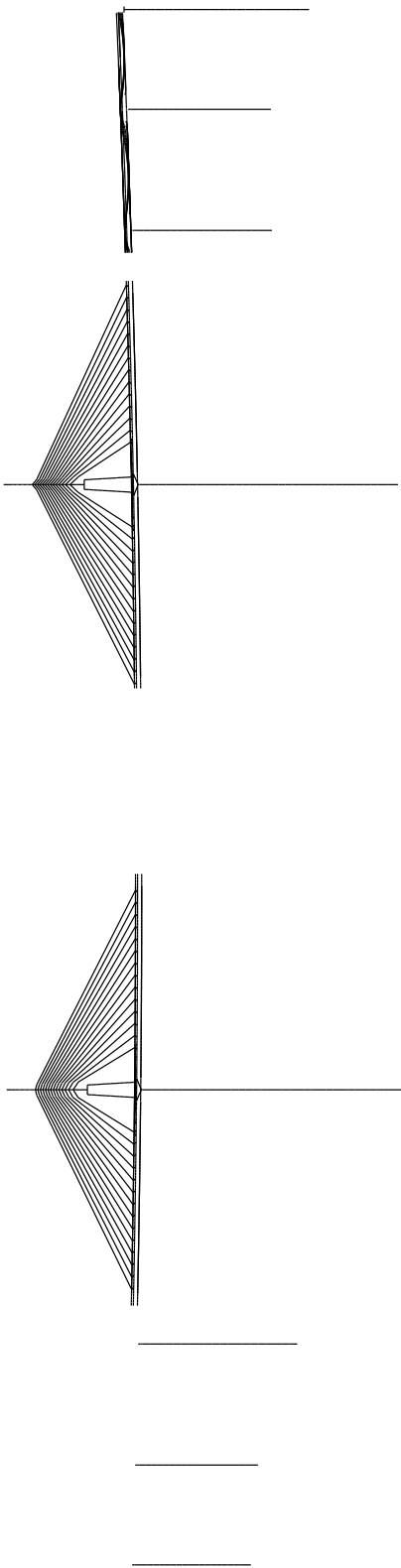
Model: D618



TIRANTE 14 P19 (IT14P19)



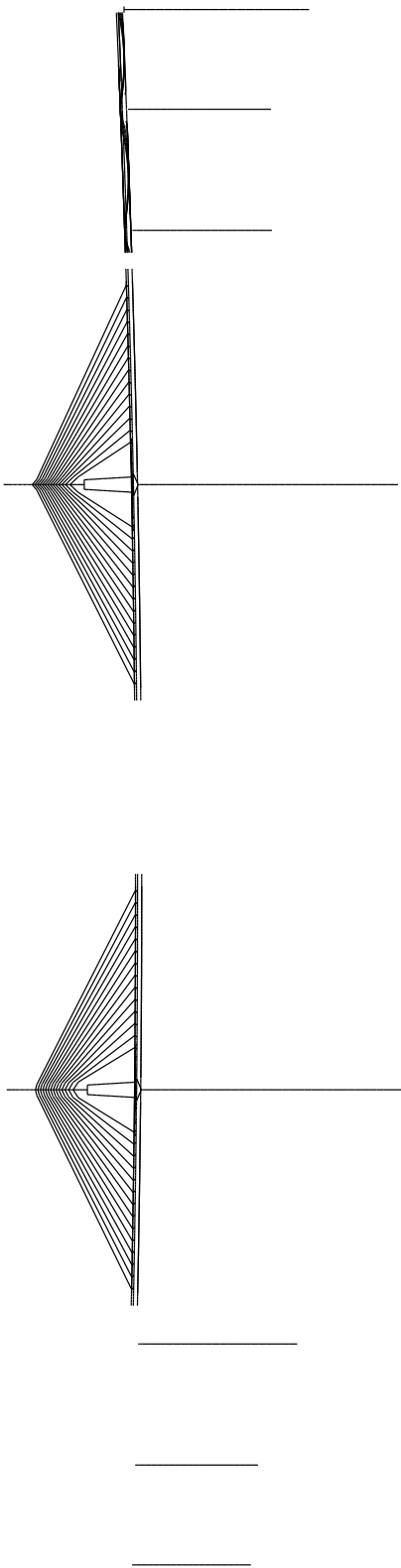
Model: D620



NASCIMENTO A17P18 + PRE-ESFORCO A17P18



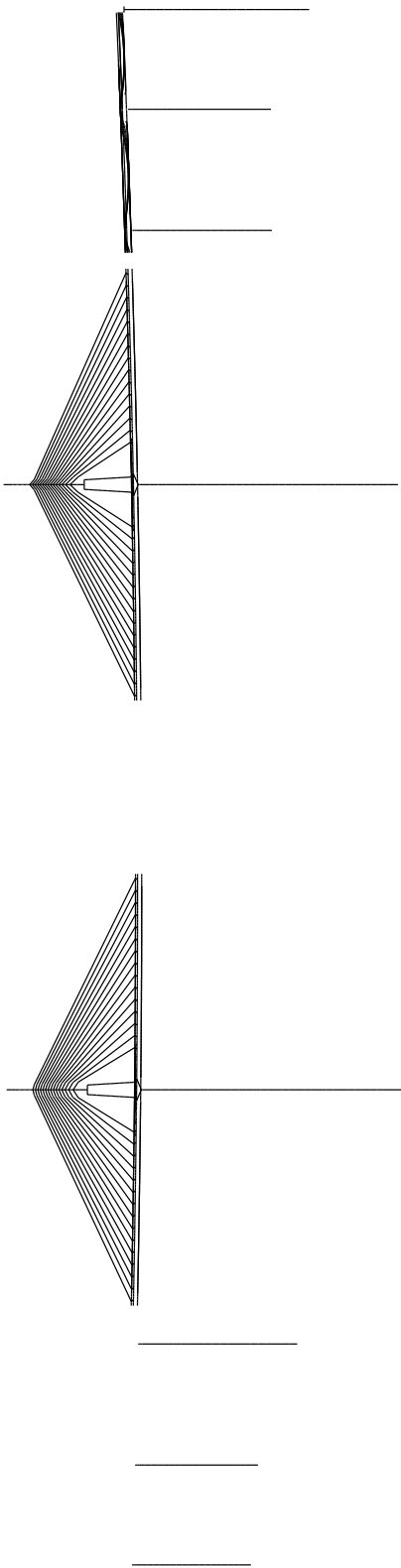
Model: D624



NASCIMENTO A17P19 + PRE-ESFORCO A17P19



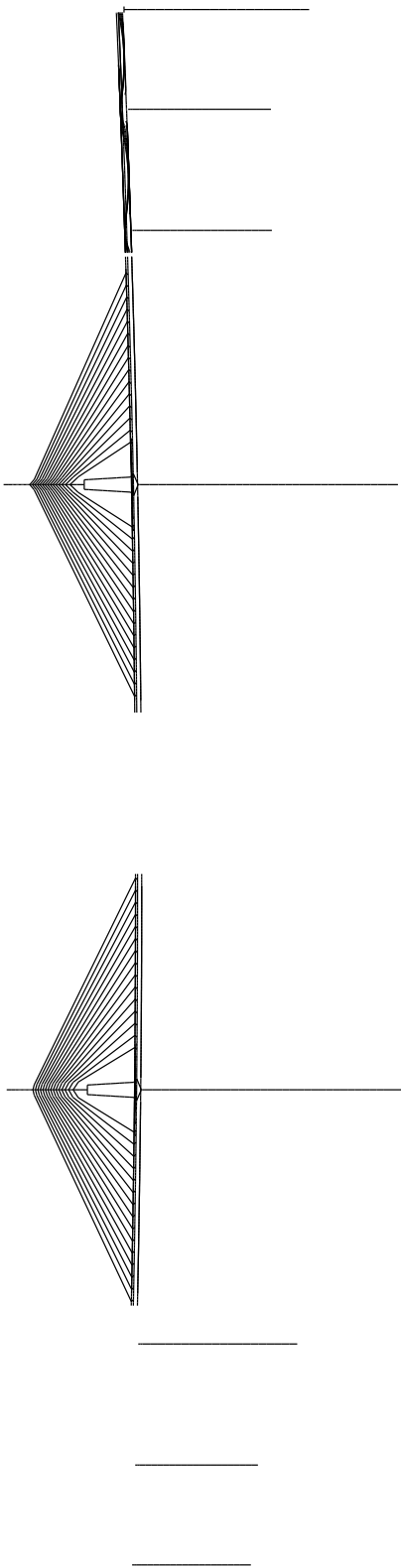
Model: D628



TIRANTE 15 P18 (IT15P18) + TIRANTE 15 P19 (IT15P19)



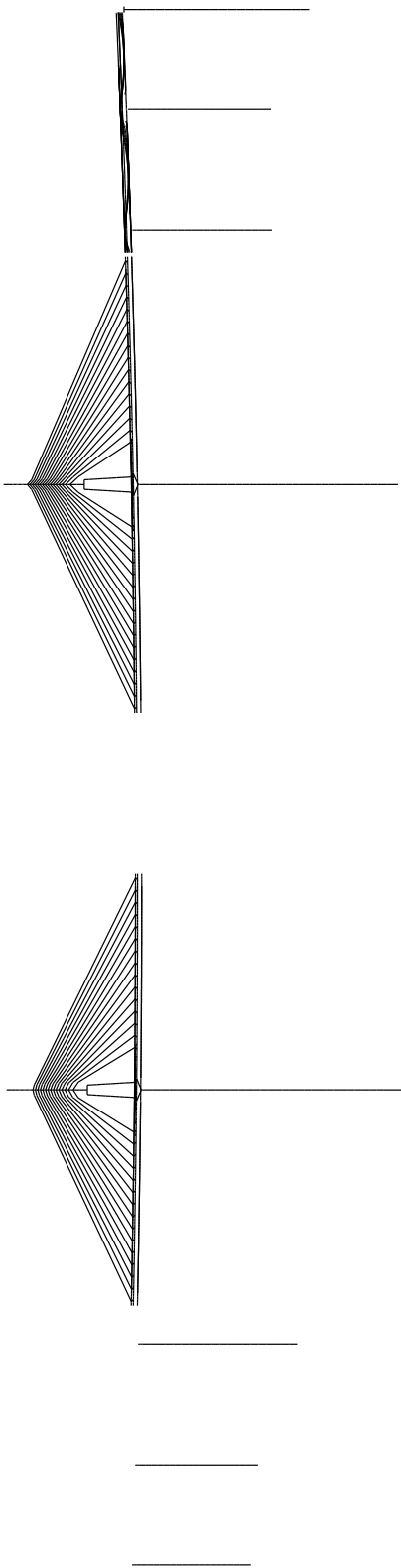
Model: D634



NASCIMENTO A18P19 + PRE-ESFORCO A18P19



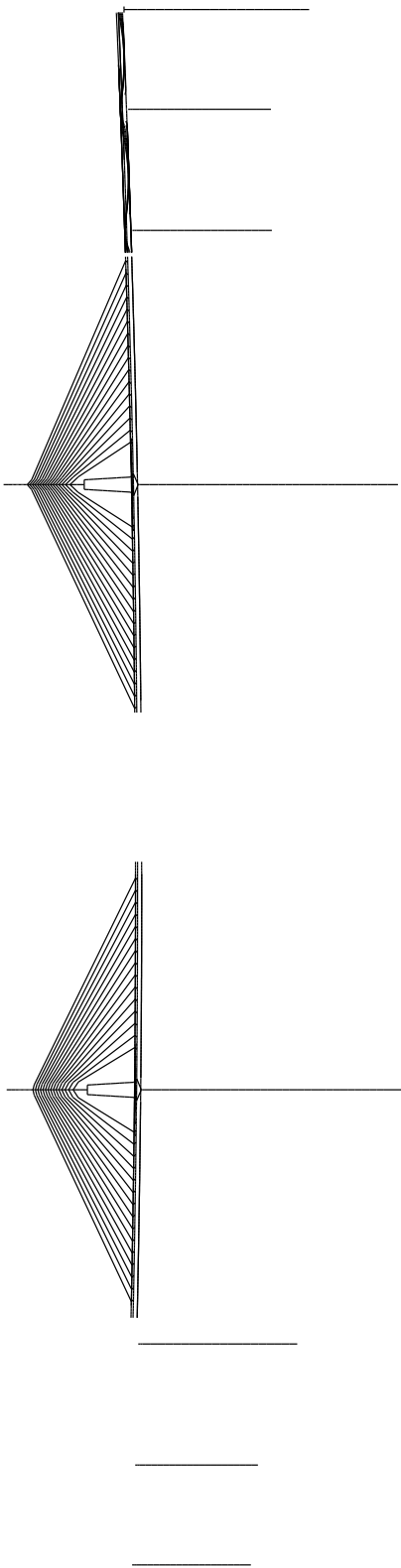
Model: D637



TIRANTE 16 P19 (IT16P19)



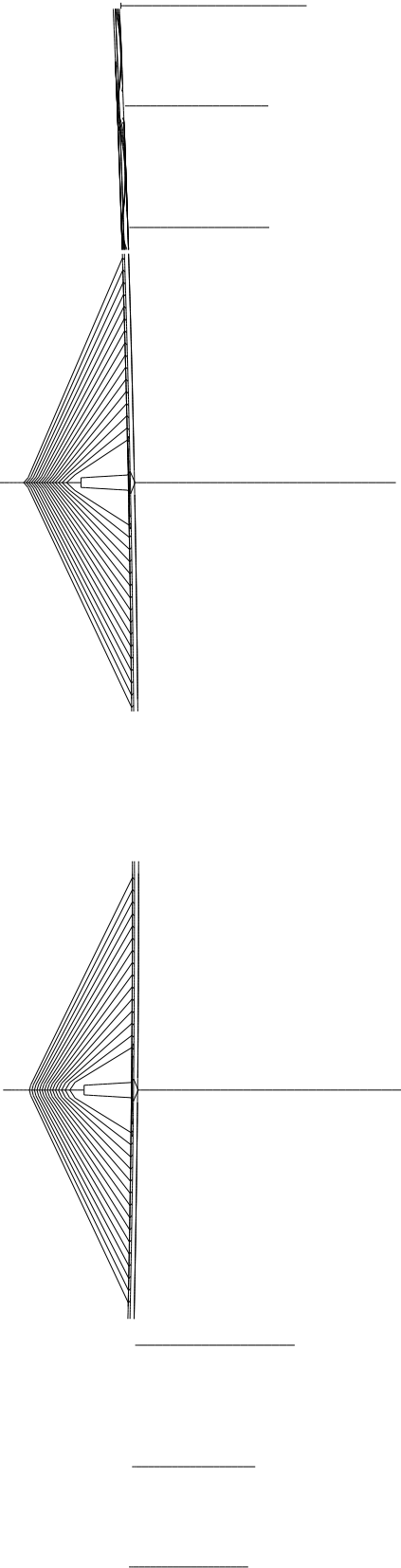
Model: D638



NASCIMENTO A18P18 + PRE-ESFORCO A18P18



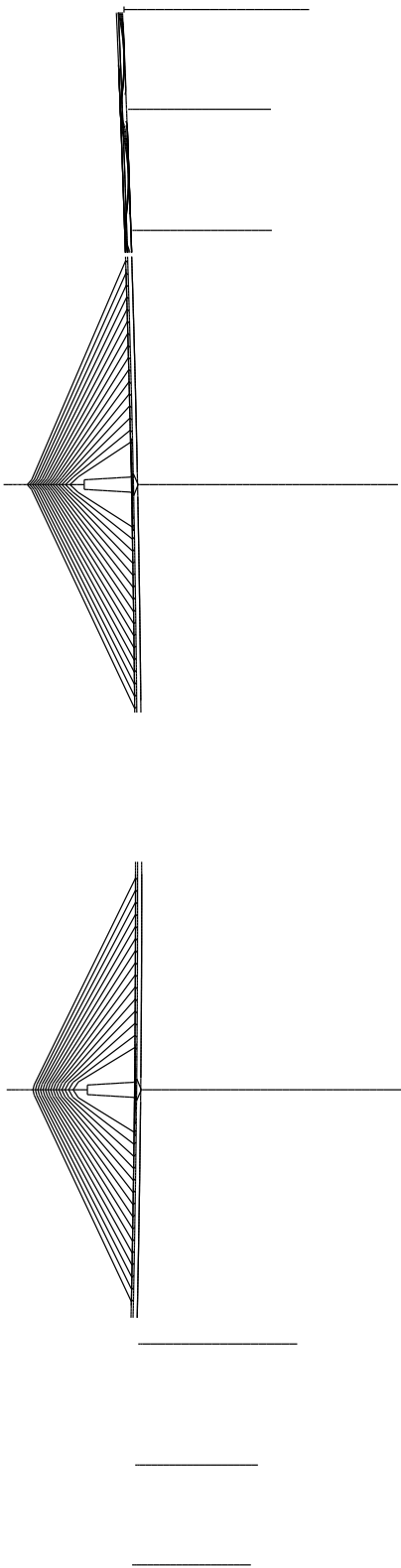
Model: D659



FIM NASCIMENTO ABAS NASCENTE 10/10 (SENTIDO LATERAL-CENTRAL)



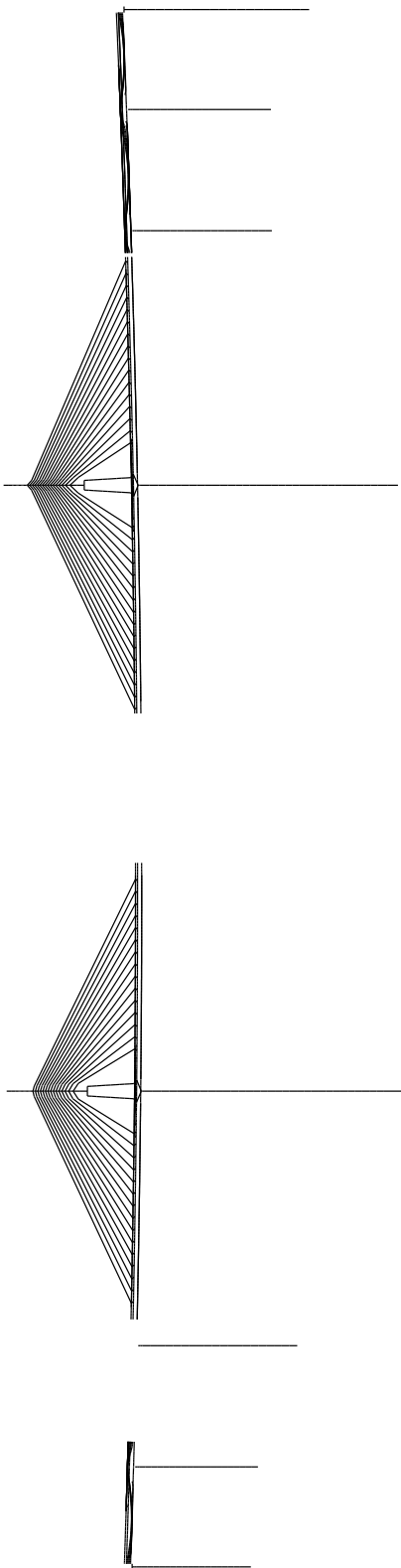
Model: D661_2



INÍCIO RETENSIONAMENTO TIRANTES P19 (T1P19...T13P19)



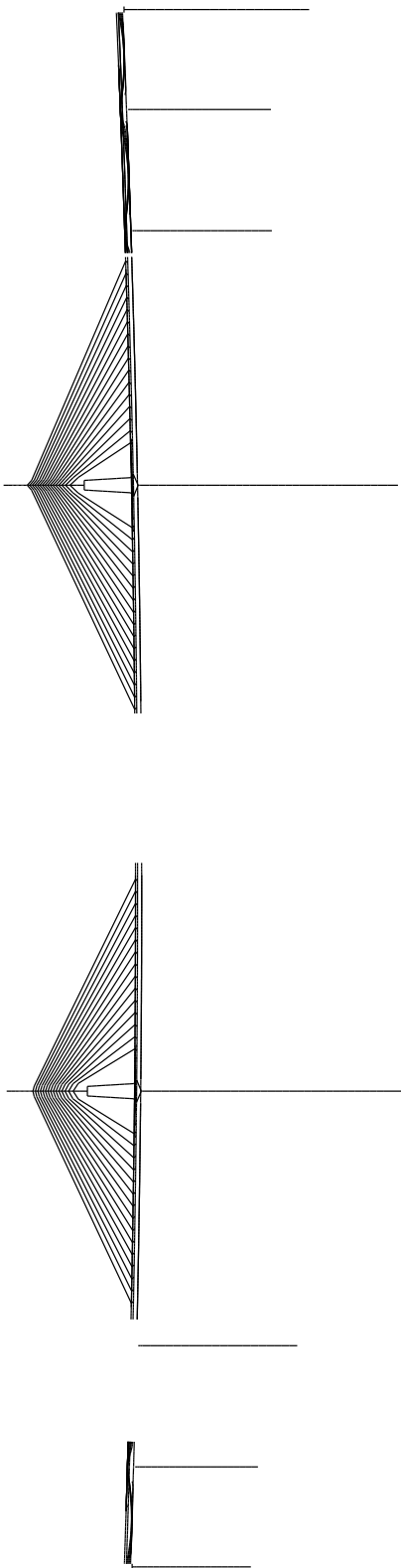
Model: D674_2



NASCIMENTO TRAMO 15



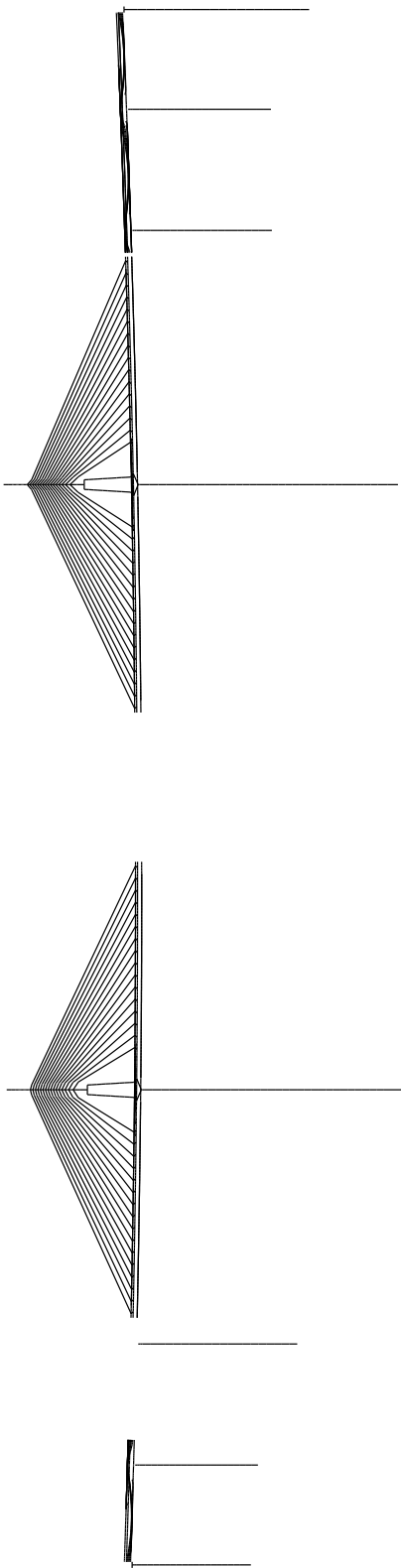
Model: D675_2



FIM RETENSIONAMENTO TIRANTES P19 (T1P19...T13P19)



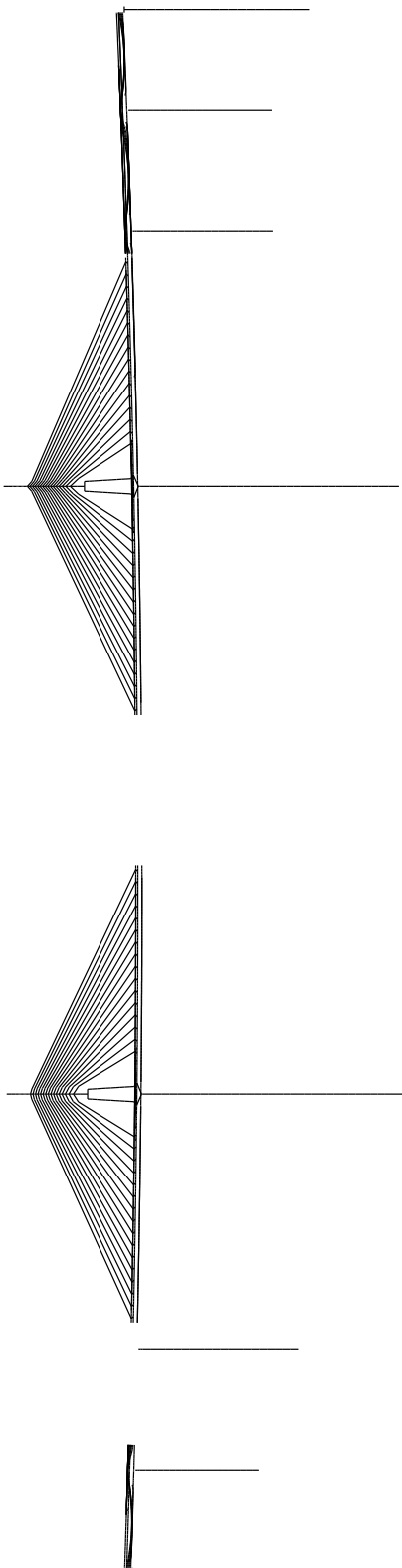
Model: D676



TIRANTE 16 P18 (IT16P18)



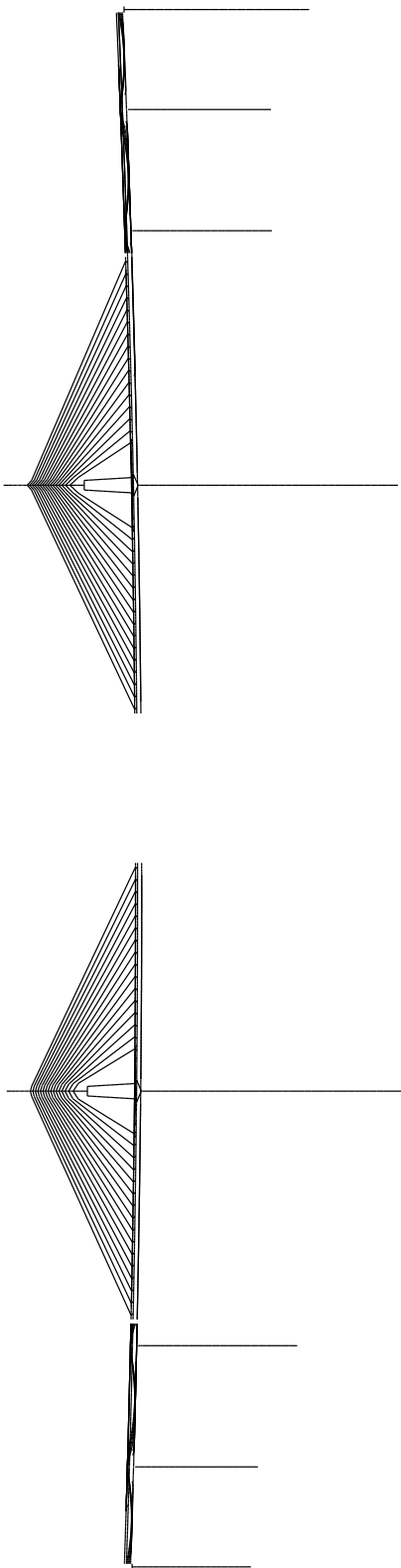
Model: D684



FECHO LATERAL P19 (AFLP19) + PRE-ESFORCO AFLP19 (BP19AFL)



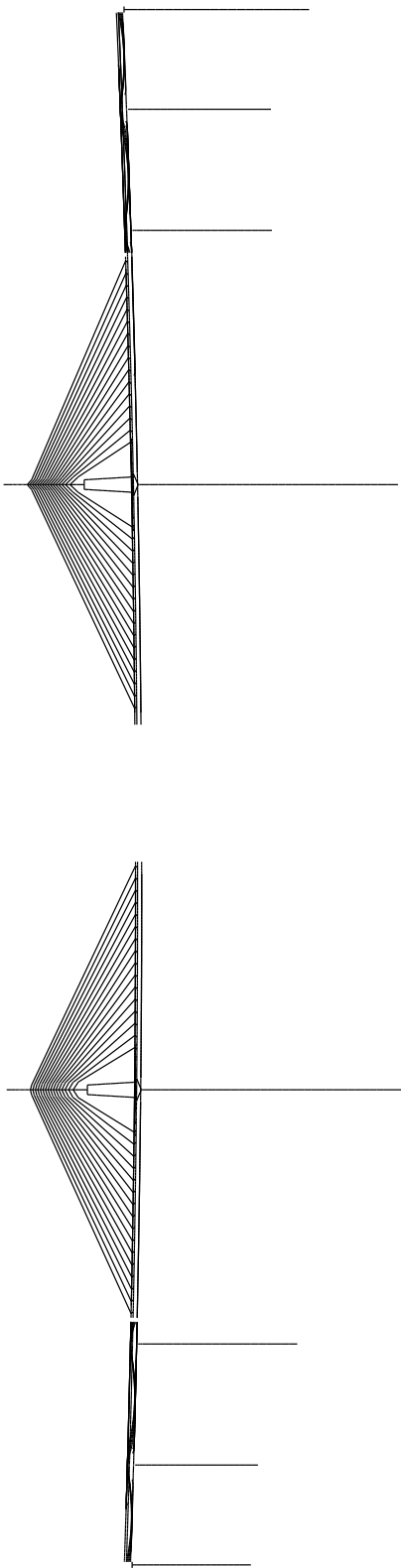
Model: D689



NASCIMENTO TRAMO 16



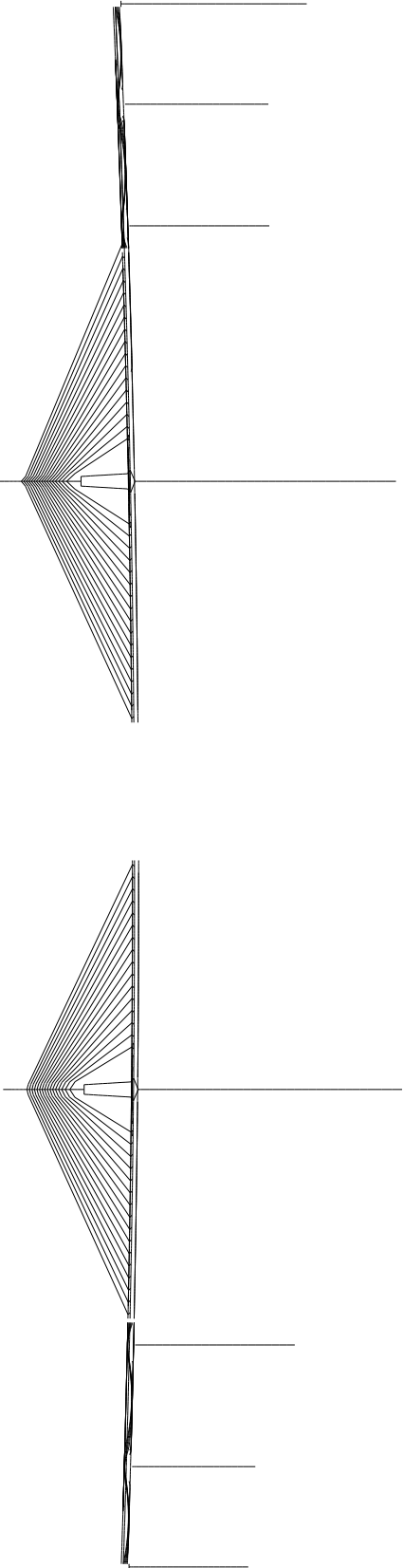
Model: D693



NASCIMENTO A19P19 + PRE-ESFORCO A19P19



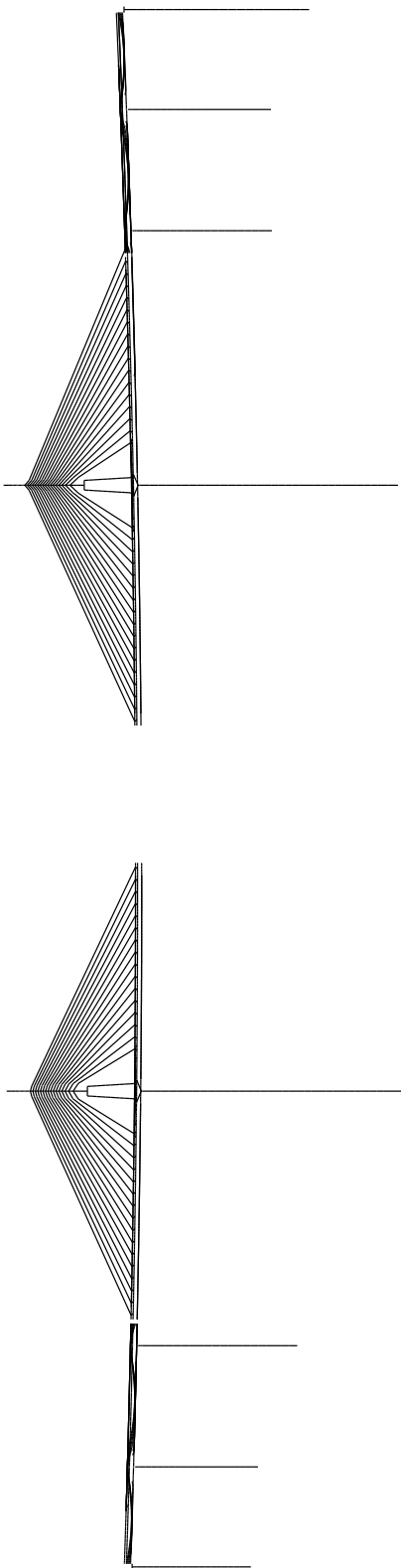
Model: D697_2



y TIRANTE 17 P19 (IT17P19) + RETENSIONAMENTO TIR P18 (T1P18...T12P18)



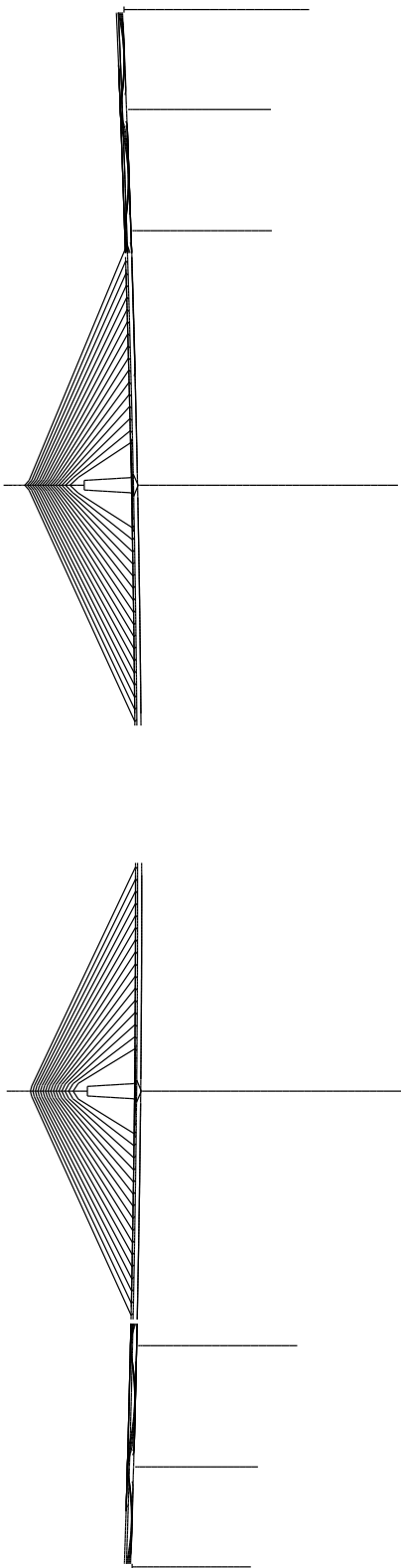
Model: D702_2



INÍCIO RETENSIONAMENTO TIRANTES P19 (T14P19...T16P19)



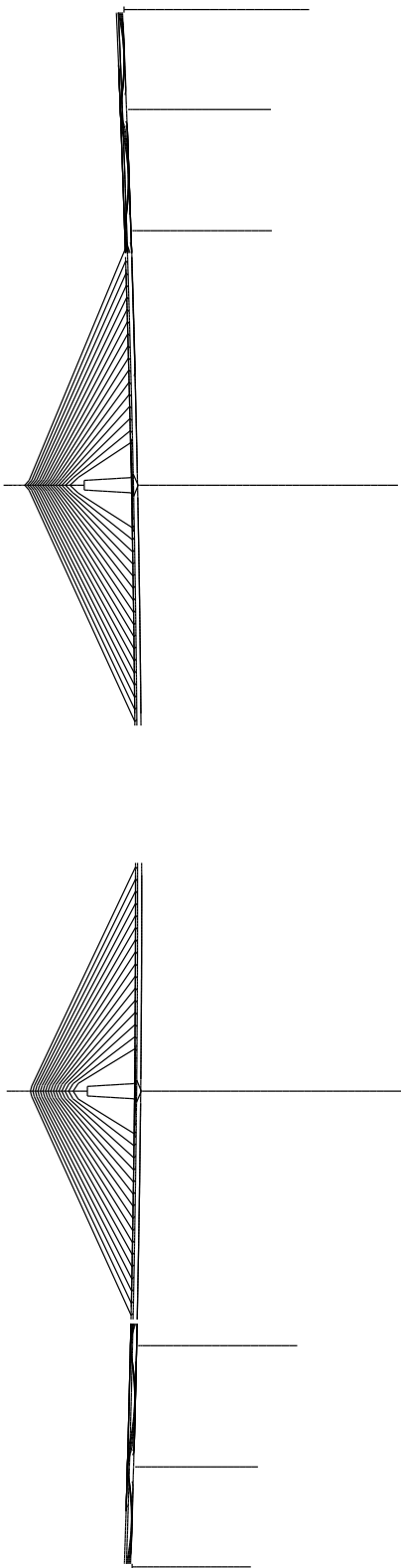
Model: D708_2



FIM RETENSIONAMENTO TIRANTES P19 (T14P19...T16P19)



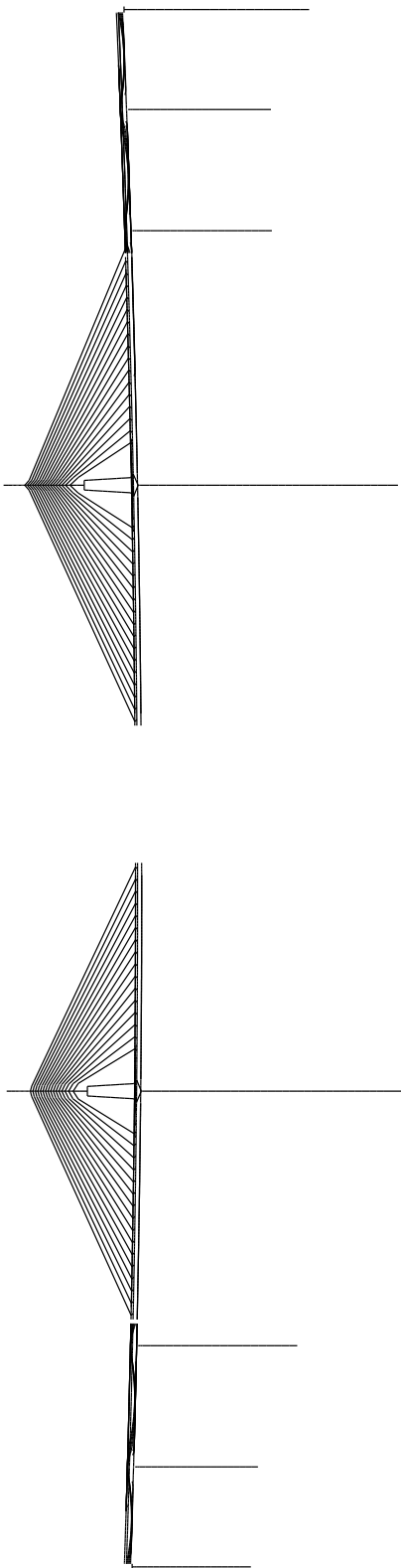
Model: D715_2



F1M RETENSIONAMENTO TIRANTES P18 (T1P18...T12P18)



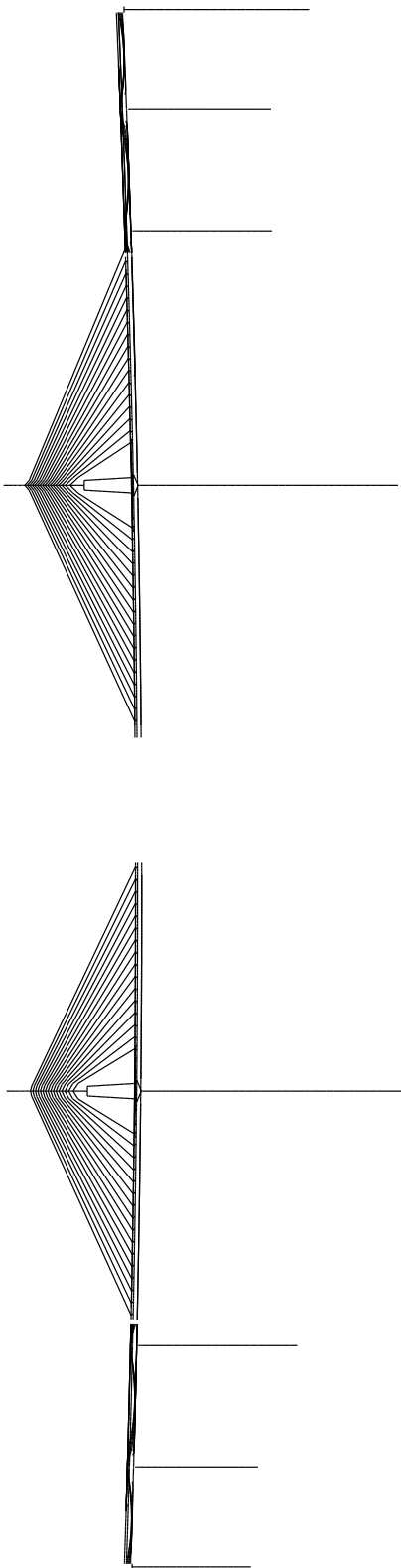
Model: D719_2



RETENSIONAMENTO TIRANTE 17 P19 (T17P19)



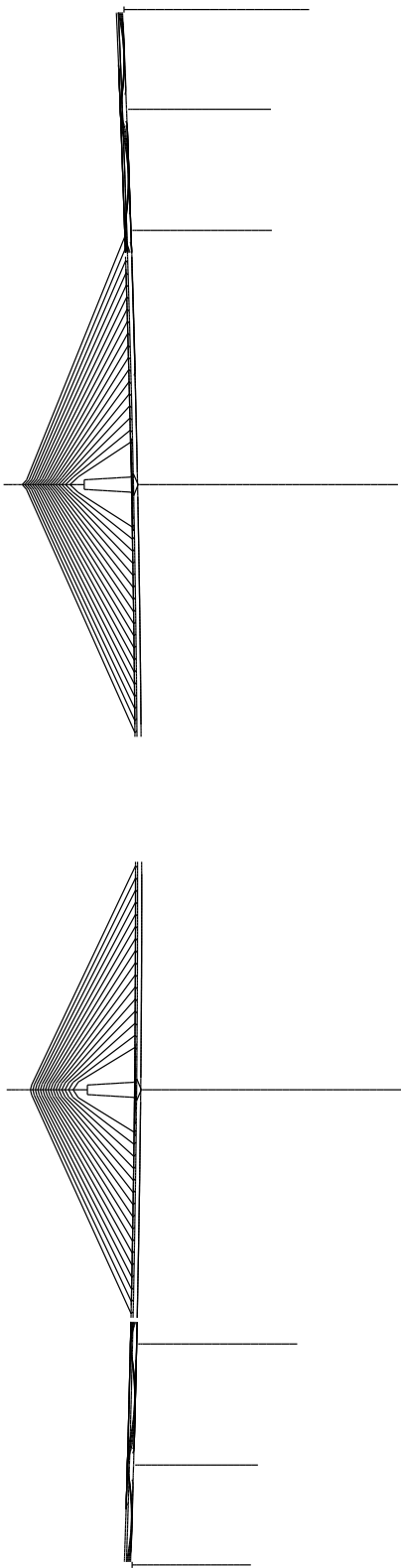
Model: D729



NASCIMENTO A20P19 + PRE-ESFORCO A20P19



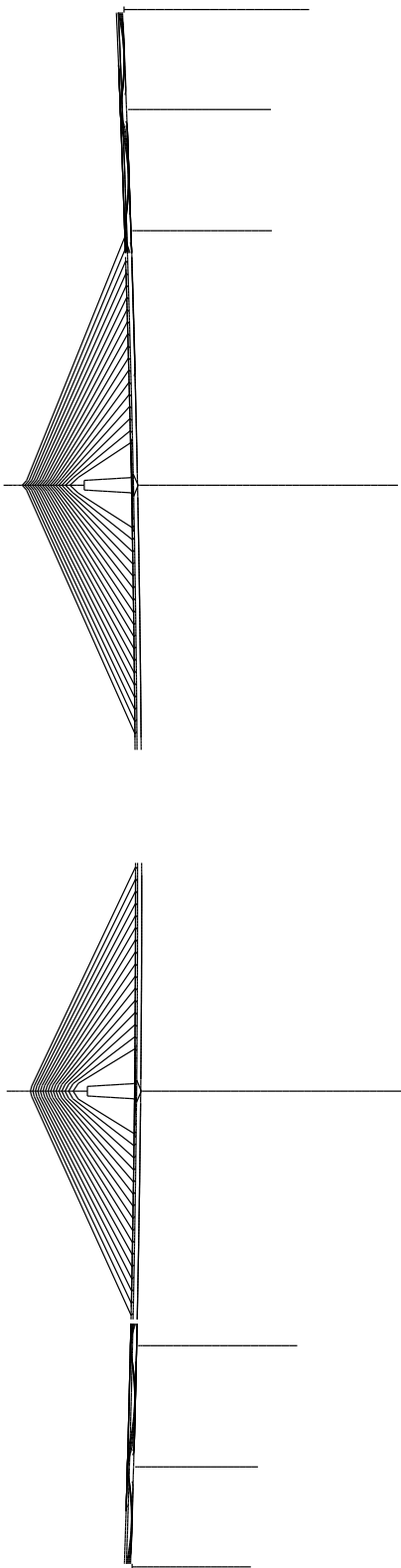
Model: D732



RETENSIONAMENTO TIRANTE 18 P19 (T18P19)



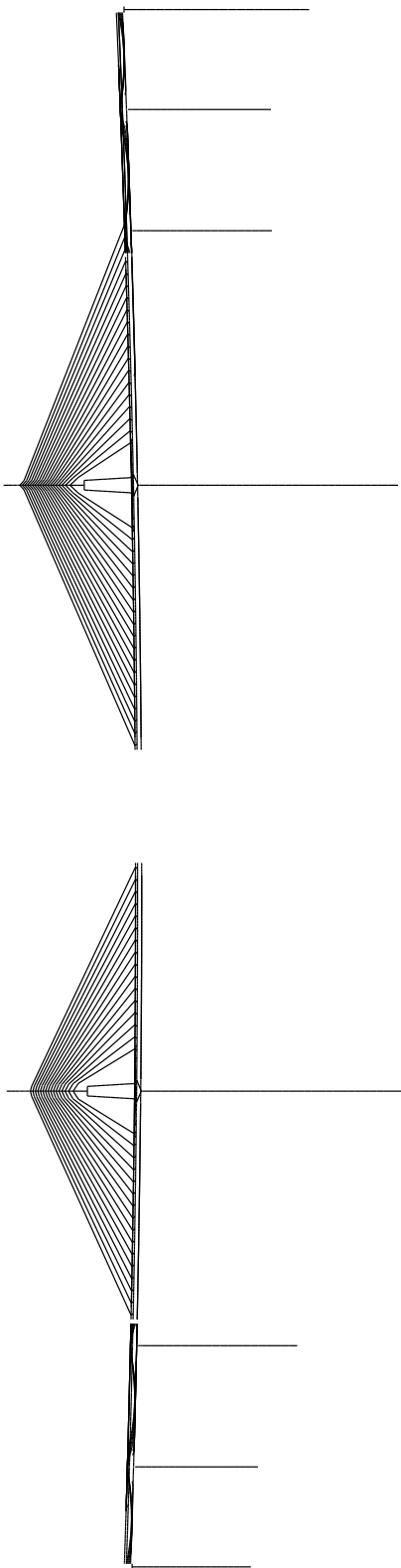
Model: D738



NASCIMENTO A21P19 + PRE-ESFORCO A21P19



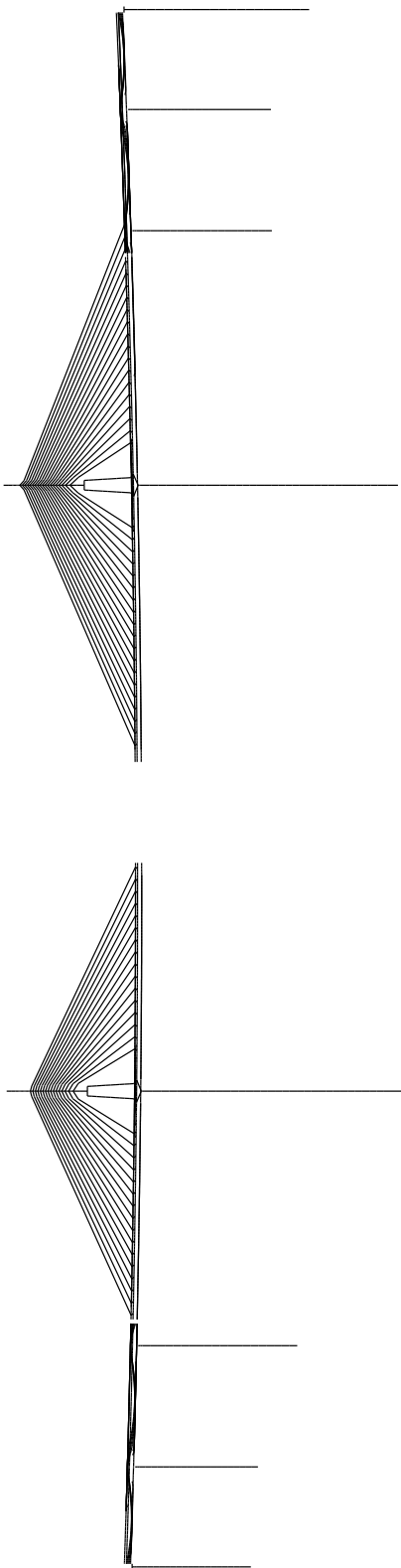
Model: D742



TIRANTE 19 P19 (IT19P19)



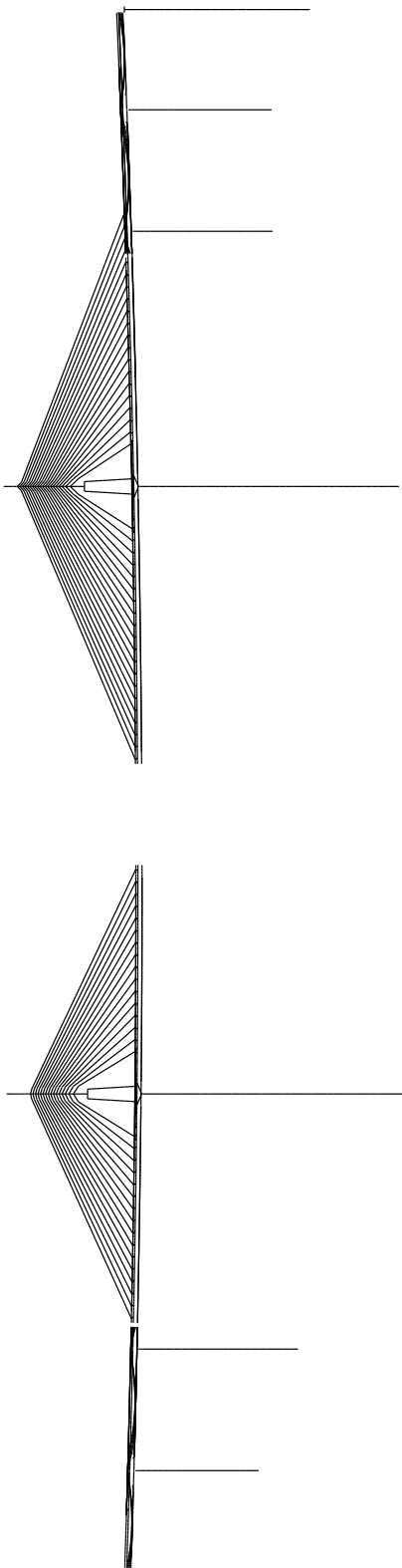
Model: D746



NASCIMENTO A22P19 + PRE-ESFORCO A22P19



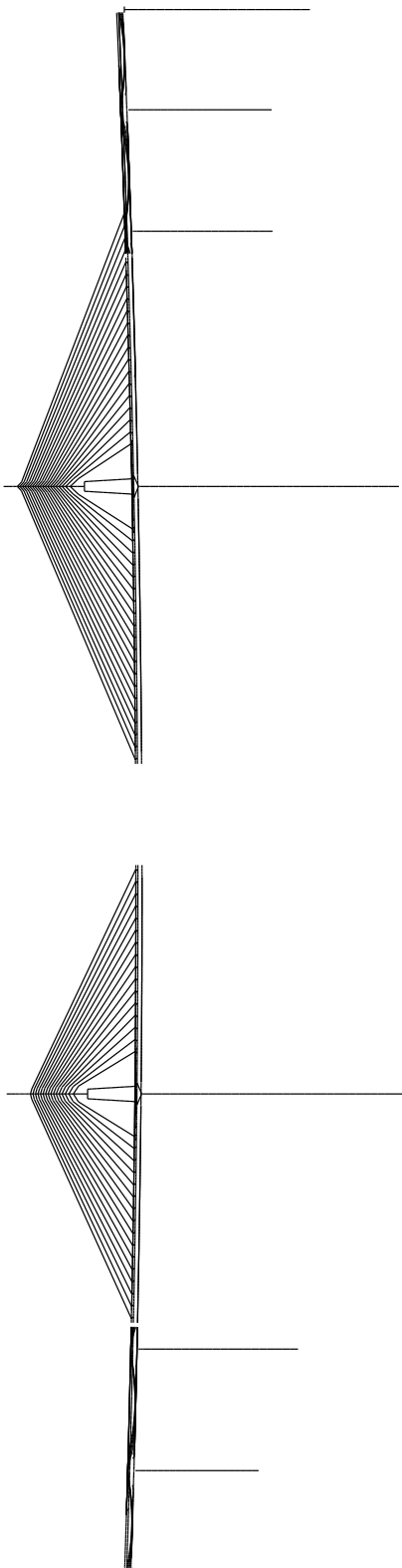
Model: D751



TIRANTE 20 P19 (IT20P19)



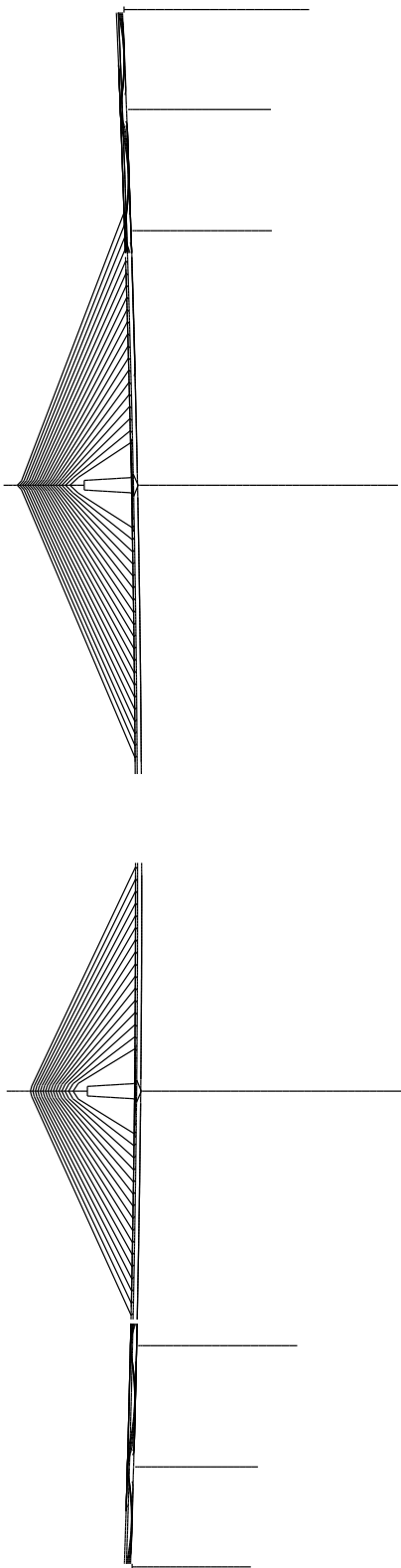
Model: D753_2



RETENSIONAMENTO TIRANTE 13 P18 (T13P18)



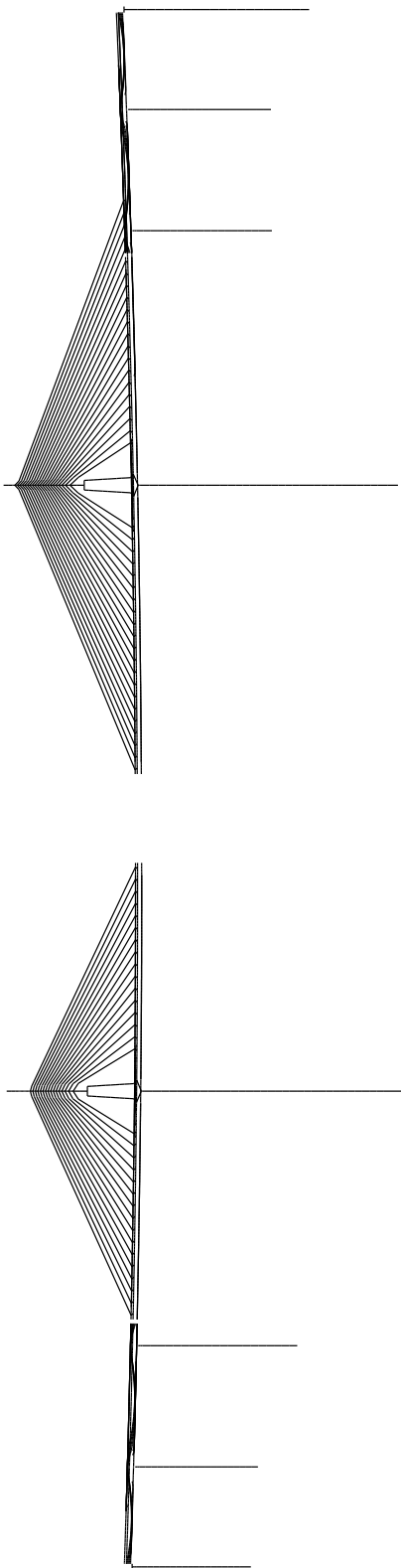
Model: D756



NASCIMENTO A23P19 + PRE-ESFORCO A23P19



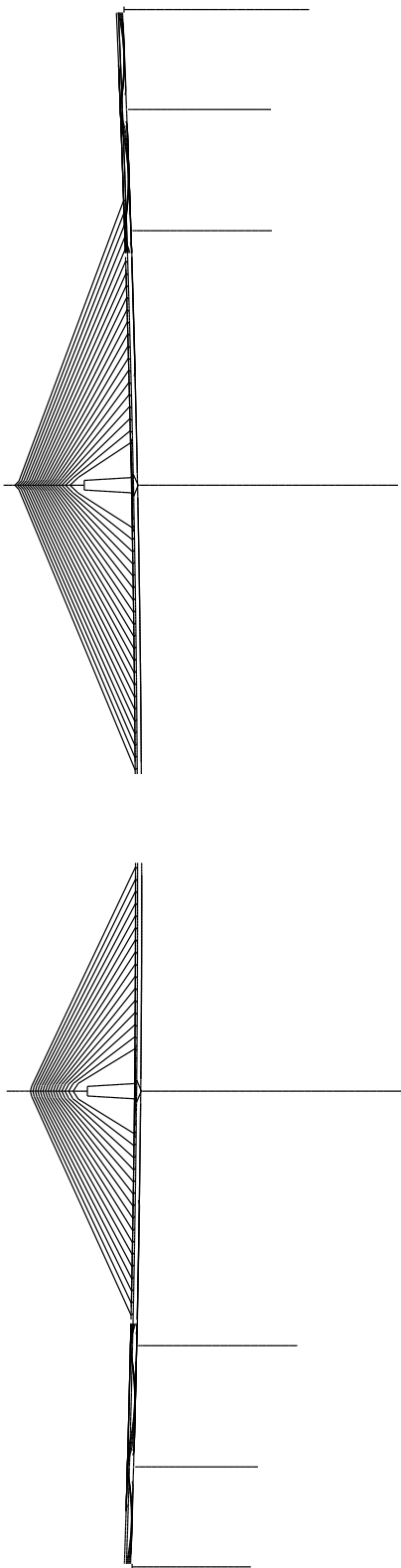
Model: D759



TIRANTE 21P19 (IT21P19)



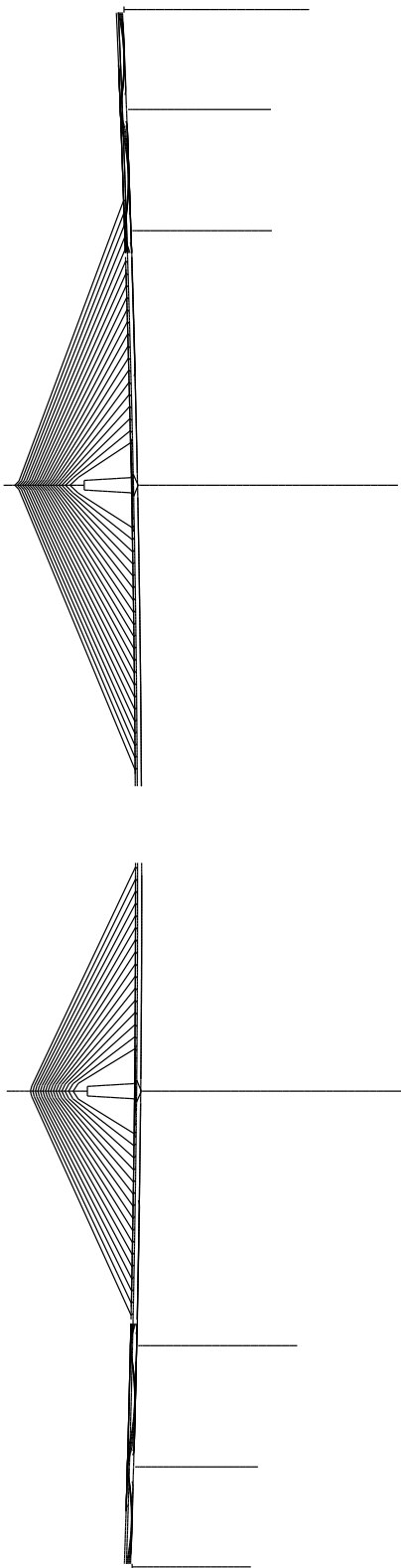
Model: D764



FECHO LATERAL P18 (AFLP18) + PRE-ESFORCO AFLP18 (BP18AFL)



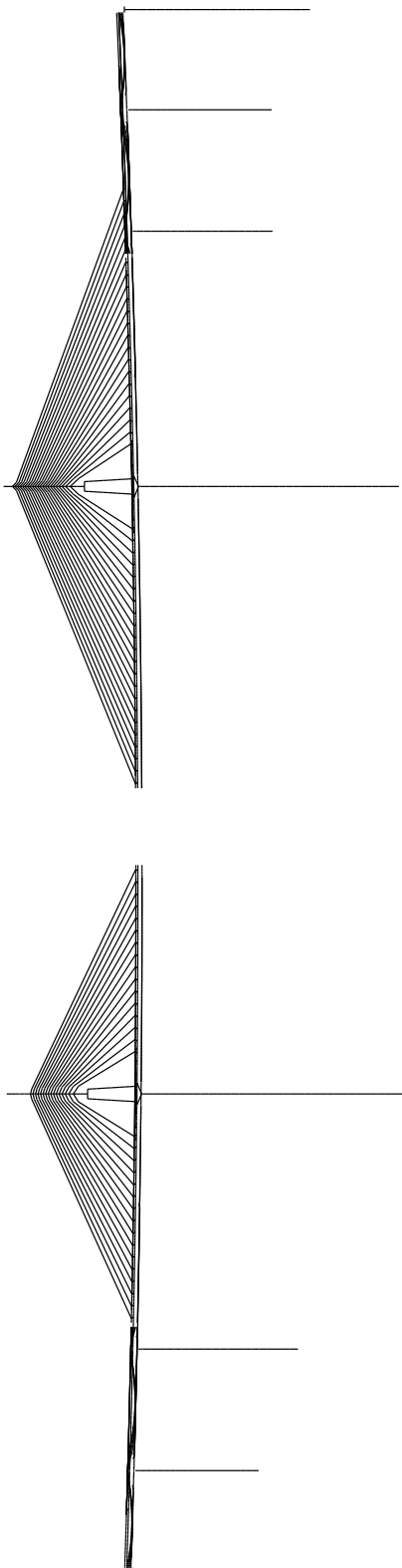
Model: D766



NASCIMENTO A24P19 + PRE-ESFORCO A24P19



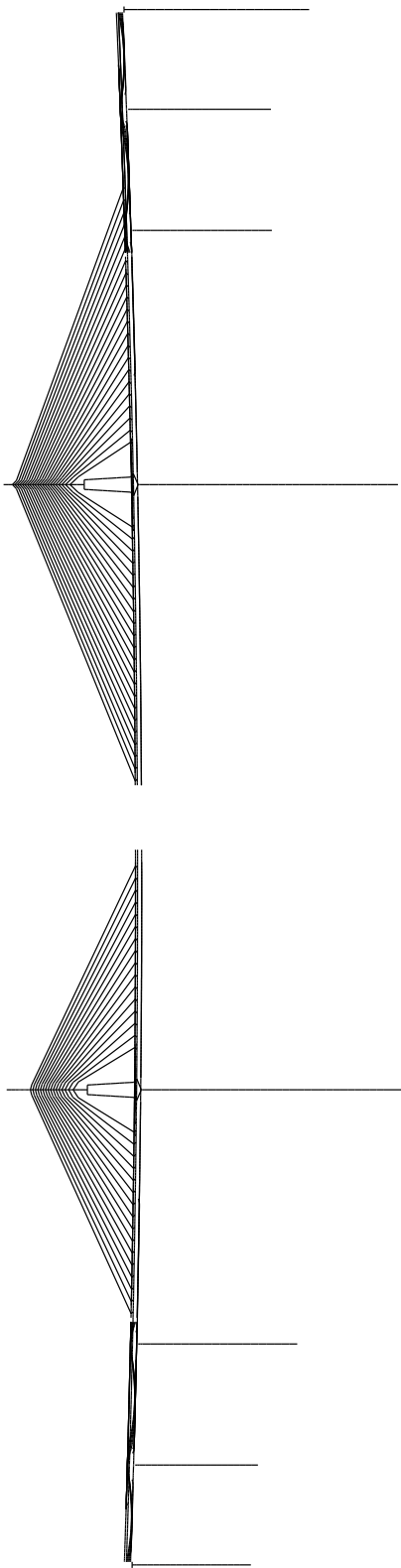
Model: D770



TIRANTE 22 P19 (IT22P19)



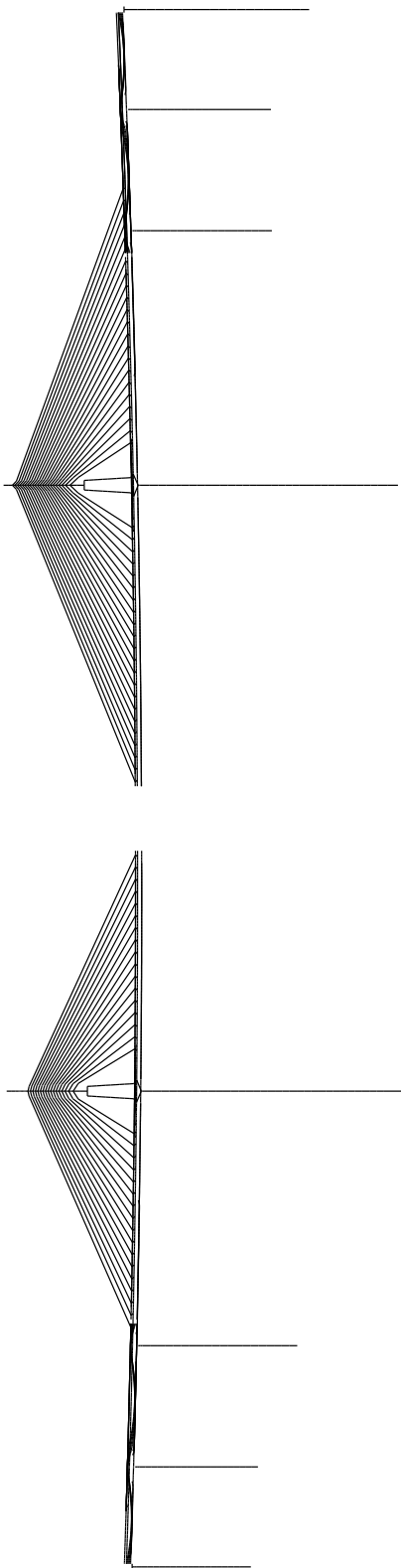
Model: D777



NASCIMENTO A19P18 + PRE-ESFORÇO A19P18



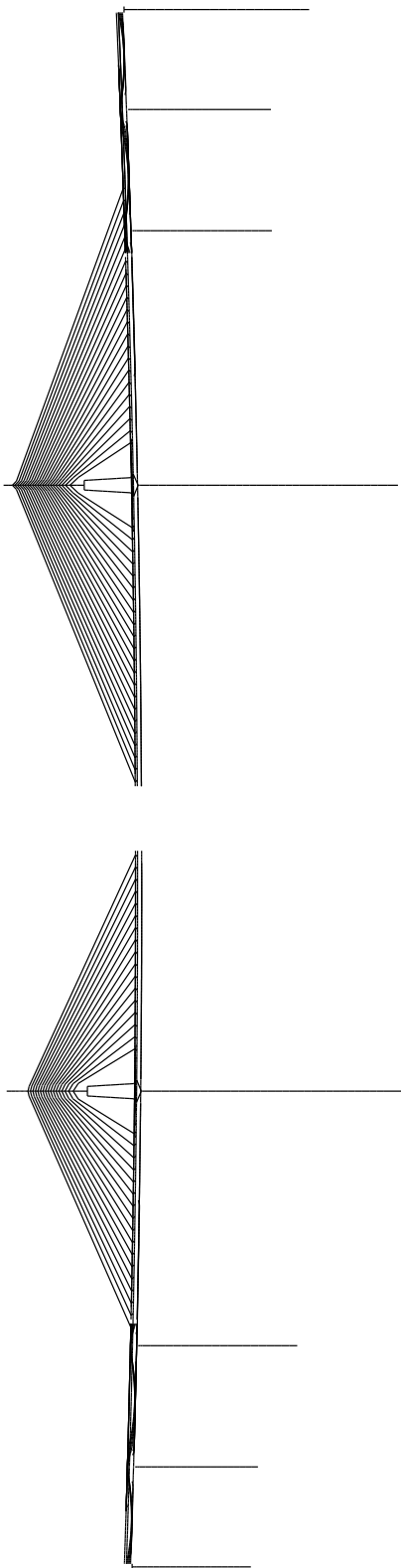
Model: D780



TIRANTE 17 P18 (IT17P18)



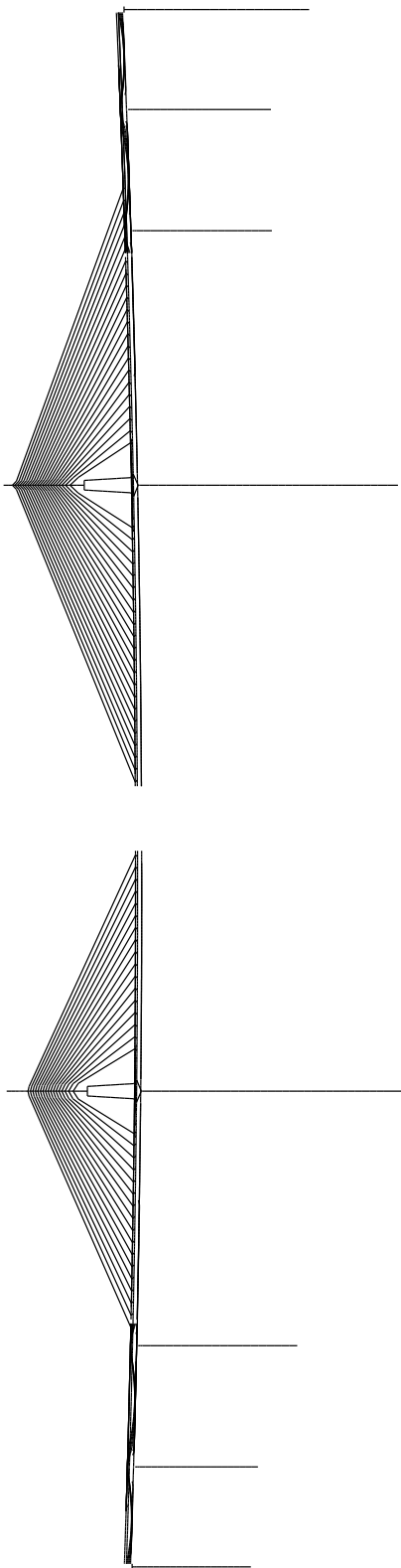
Model: D799_2



INÍCIO RETENSIONAMENTO TIRANTES P18 (T14P18...T17P18)



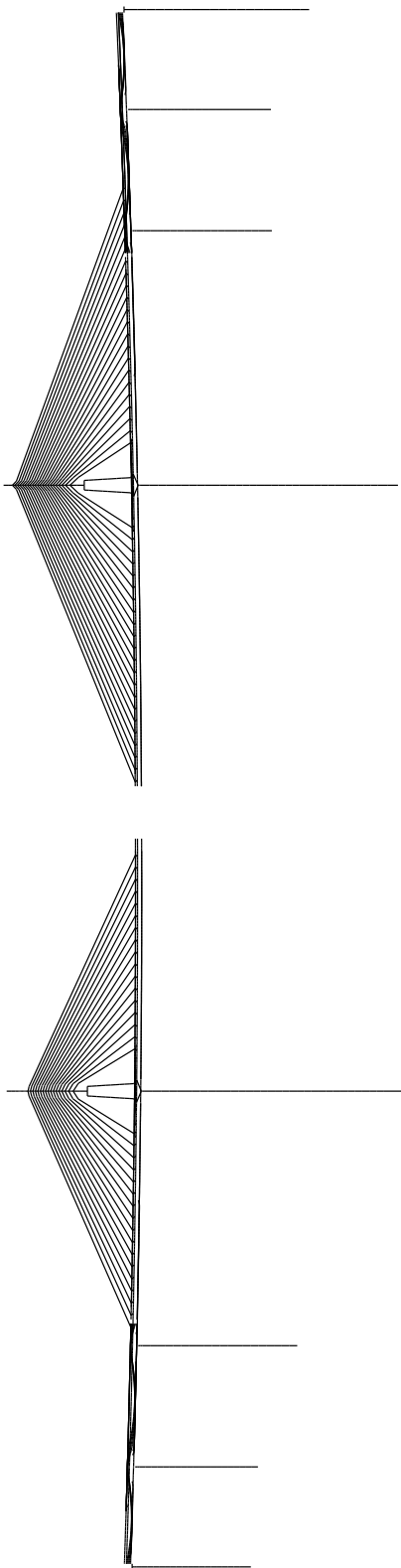
Model: D802_2



F1M RETENSIONAMENTO TIRANTES P18 (T14P18...T17P18)



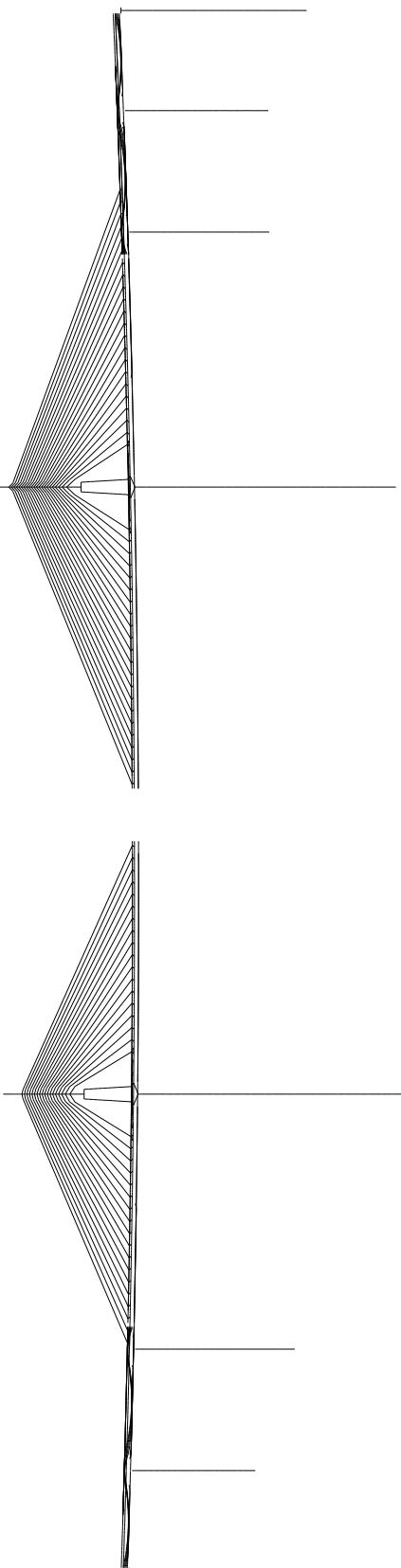
Model: D808



NASCIMENTO A20P18 + PRE-ESFORÇO A20P18



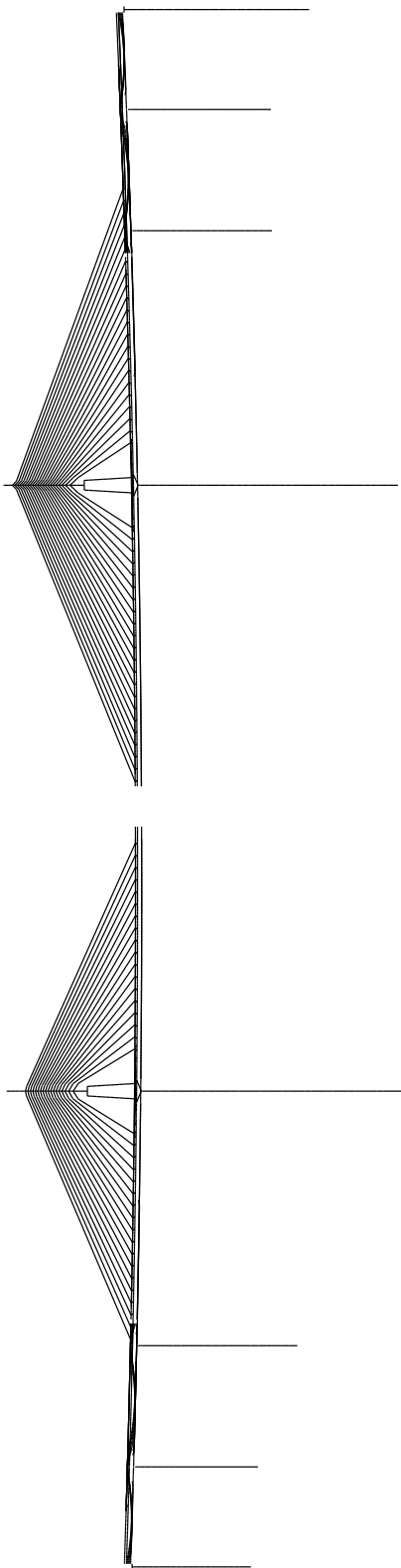
Model: D814



Y TIR 18 P18 (IT18P18) + INICIO ABAS POENTE 1/10 (SENTIDO CENTRAL-LATERAL)



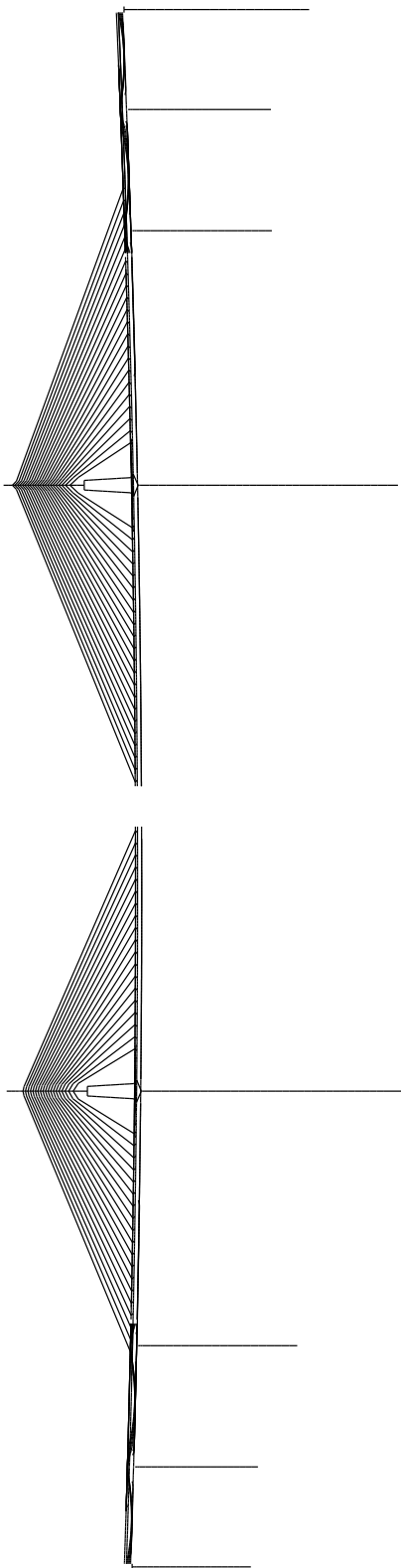
Model: D820



NASCIMENTO A21P18 + PRE-ESFORCO A21P18



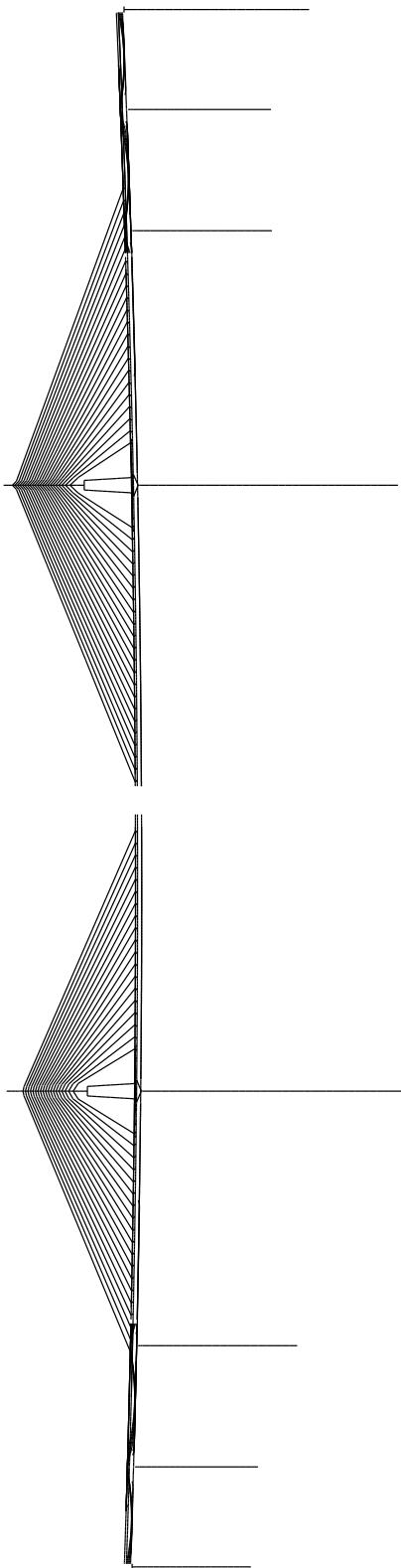
Model: D822



TIRANTE 19 P18 (IT19P18)



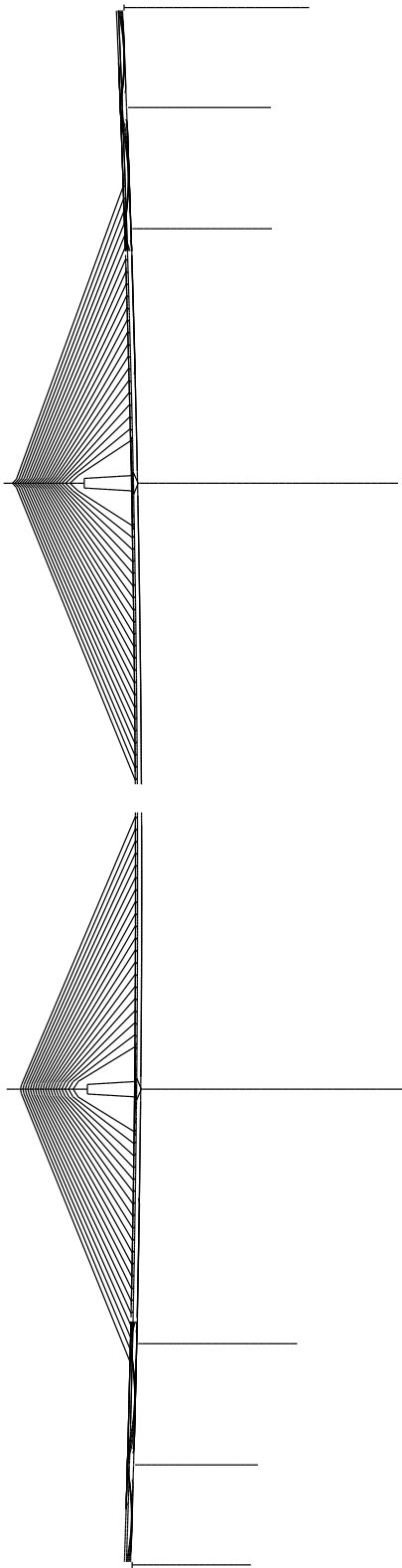
Model: D828



NASCIMENTO A22P18 + PRE-ESFORCO A22P18



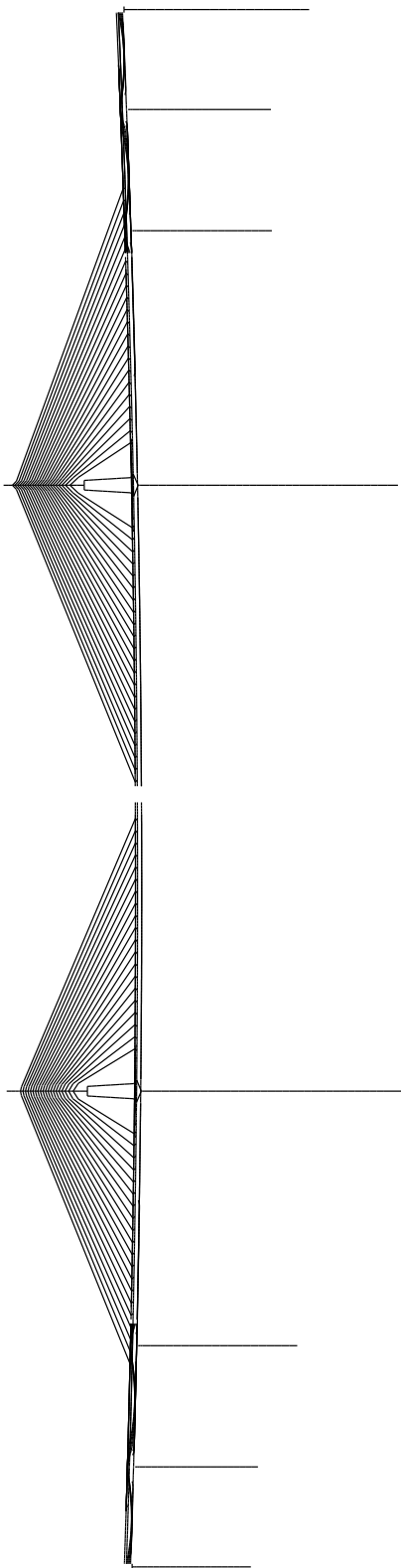
Model: D835



TIRANTE 20 P18 (IT20P18)



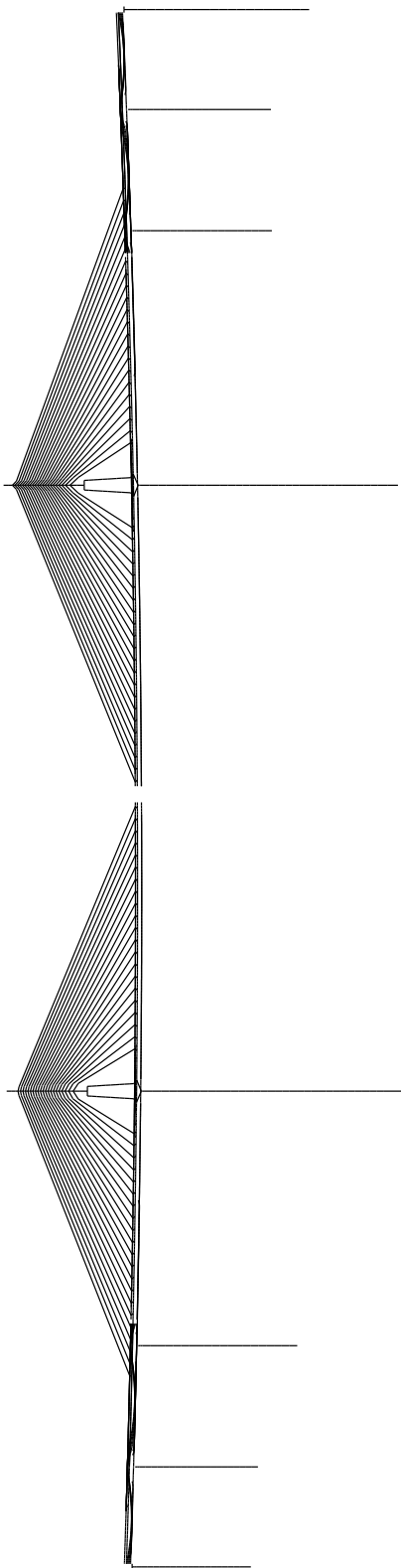
Model: D841



NASCIMENTO A23P18 + PRE-ESFORÇO A23P18



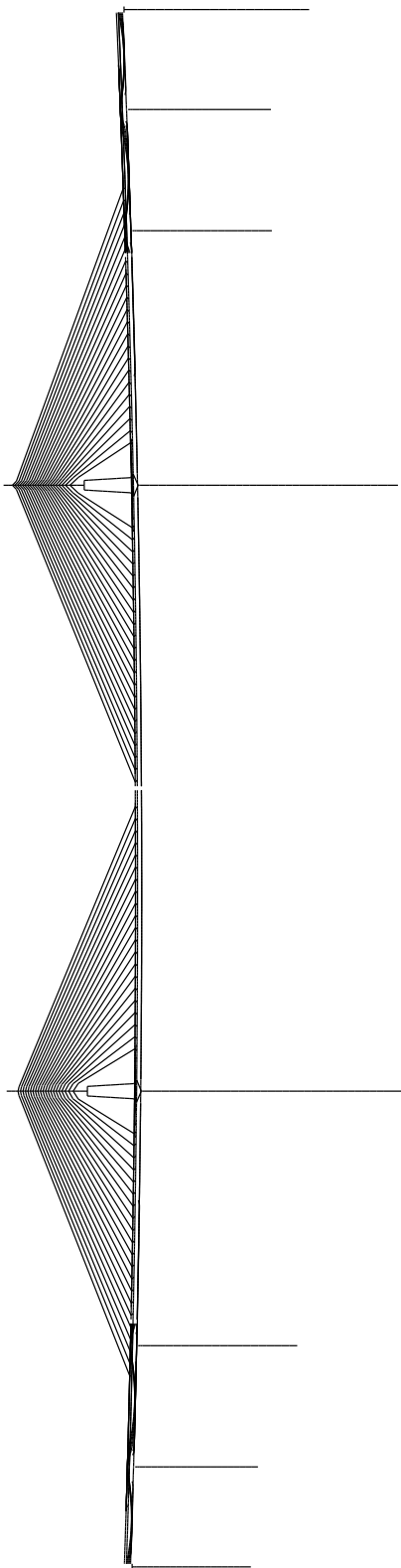
Model: D844



TIRANTE 21 P18 (IT21P18)



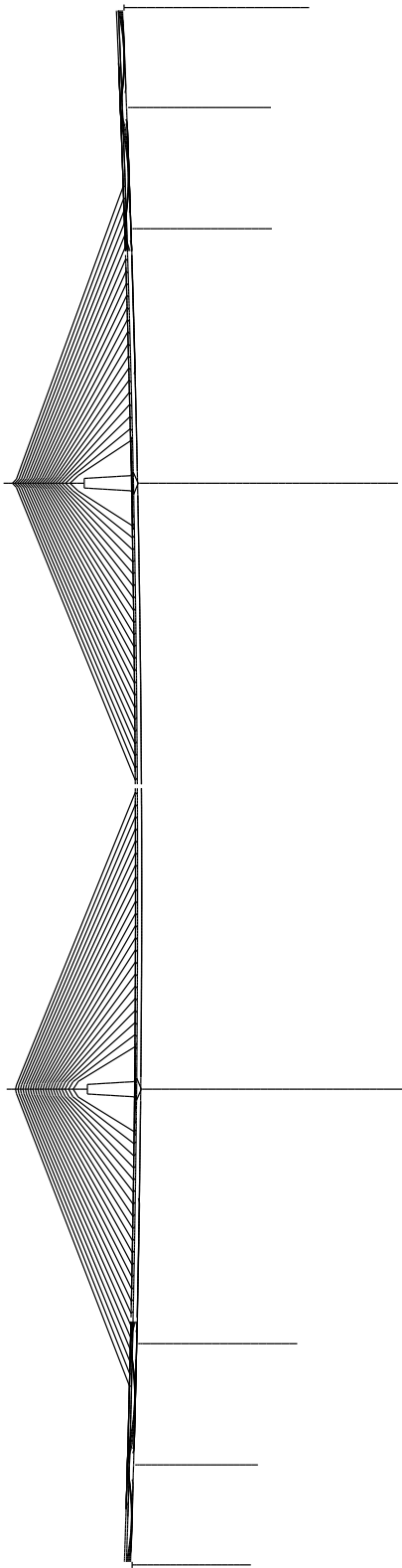
Model: D852



NASCIMENTO A24P18 + PRE-ESFORCO A24P18



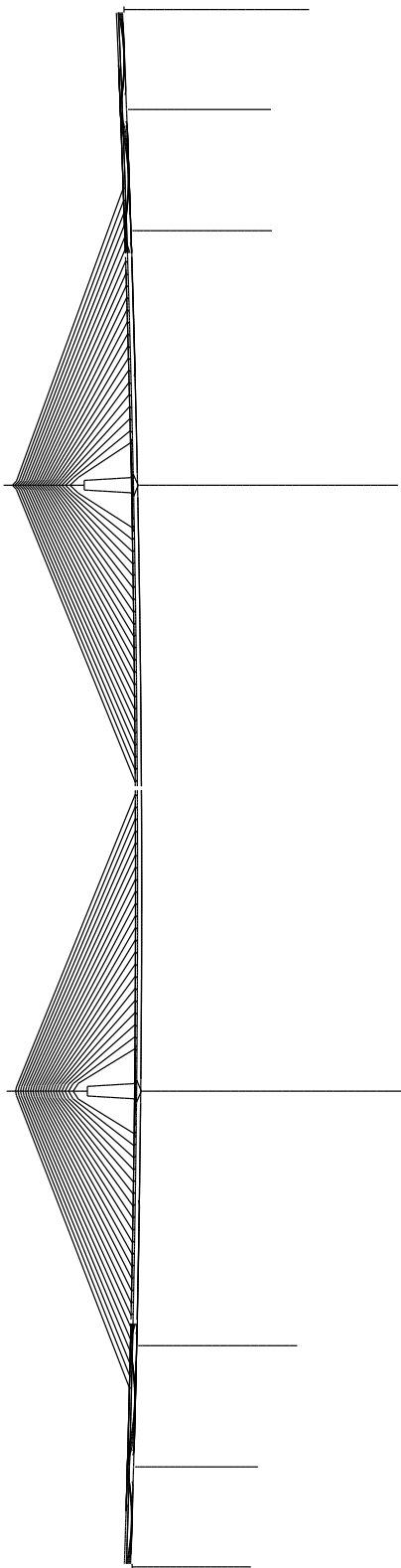
Model: D855



TIRANTE 22 P18 (IT22P18)



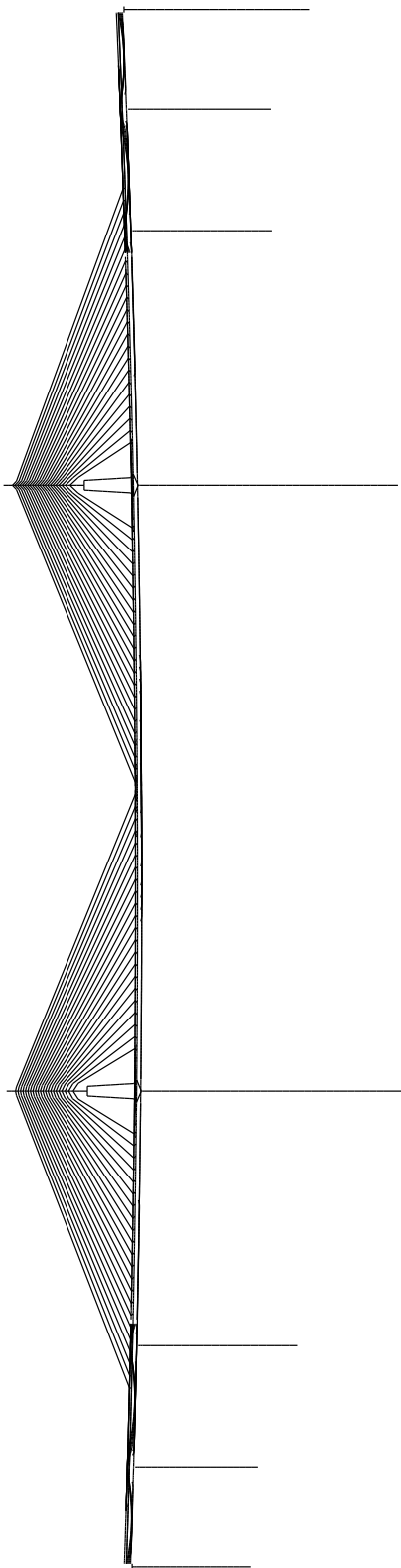
Model: D864



F1M NASCIMENTO ABAS POENTE 10/10 (SENTIDO CENTRAL-LATERAL)



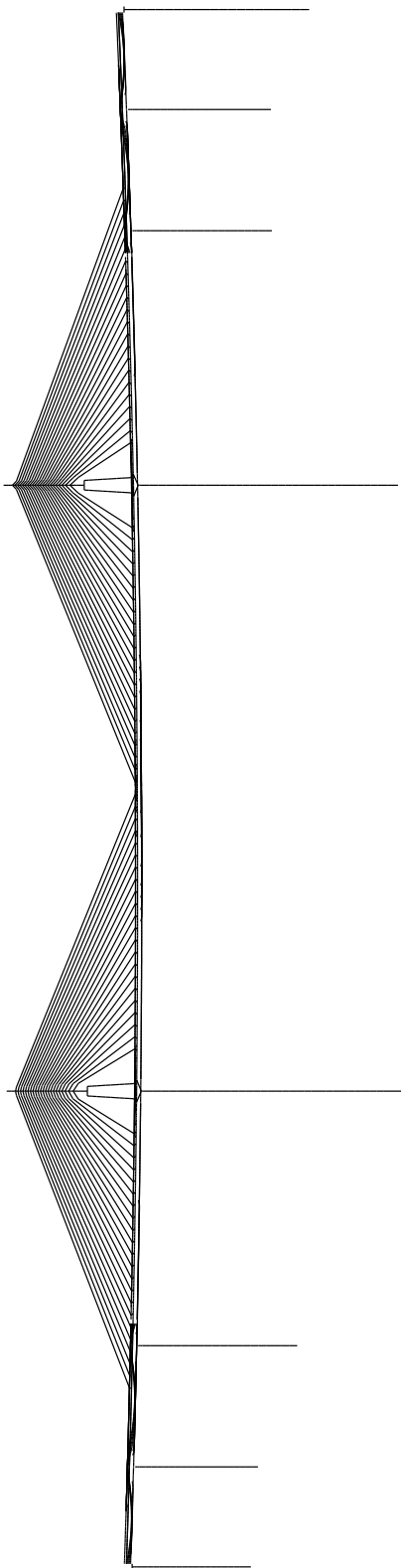
Model: D870



FECHO CENTRAL (ADFC) + PRE-ESFORÇO ADFC (PREFC)



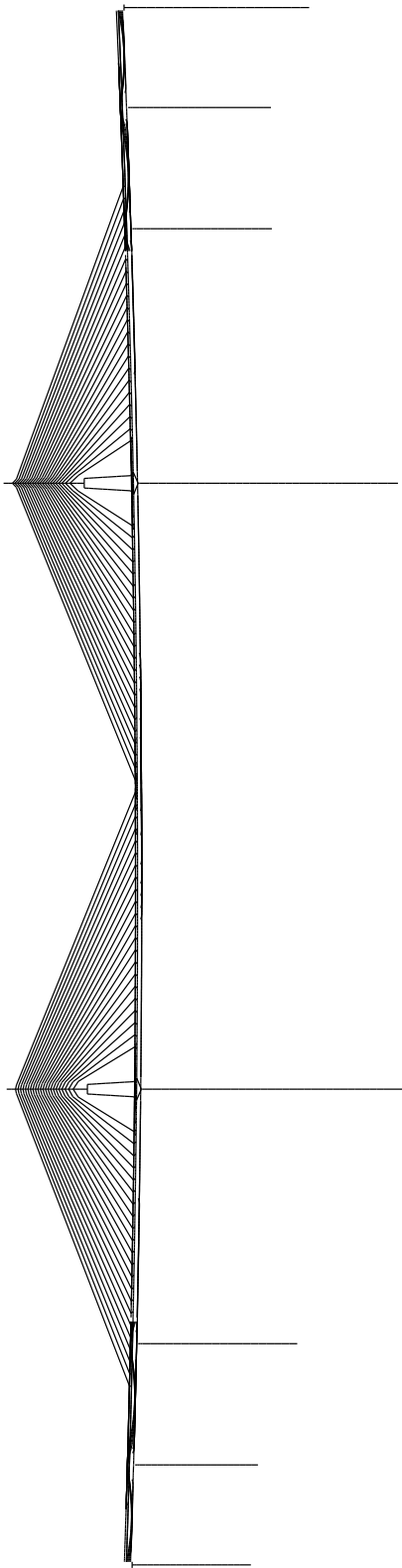
Model: D920_2



RETENSIONAMENTO TIRANTES 18 (T18P19 + T18P18)



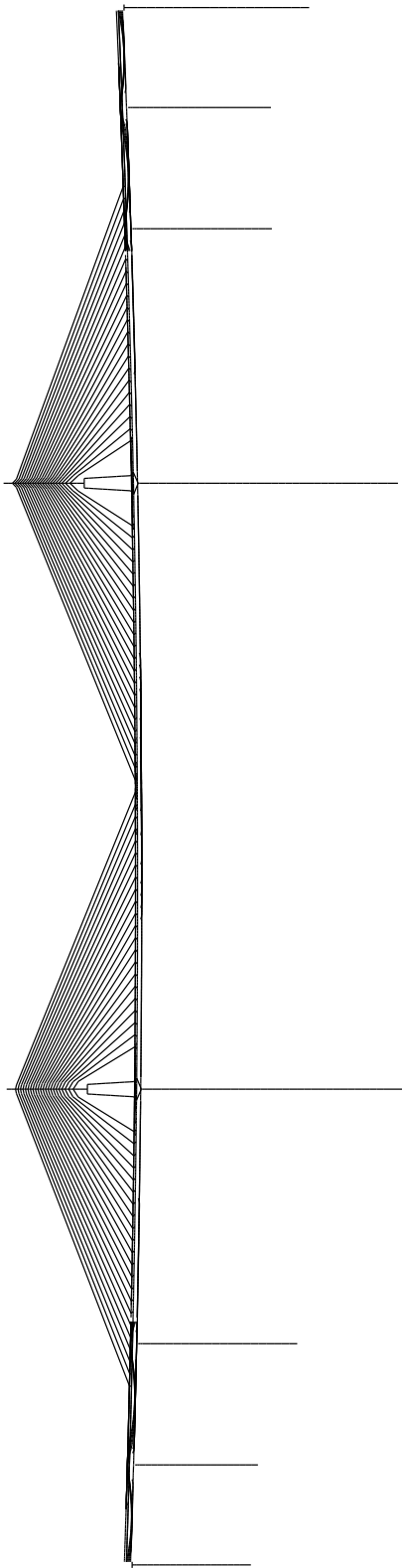
Model: D921_2



RETENSIONAMENTO TIRANTES 19 (T19P19 + T19P18)



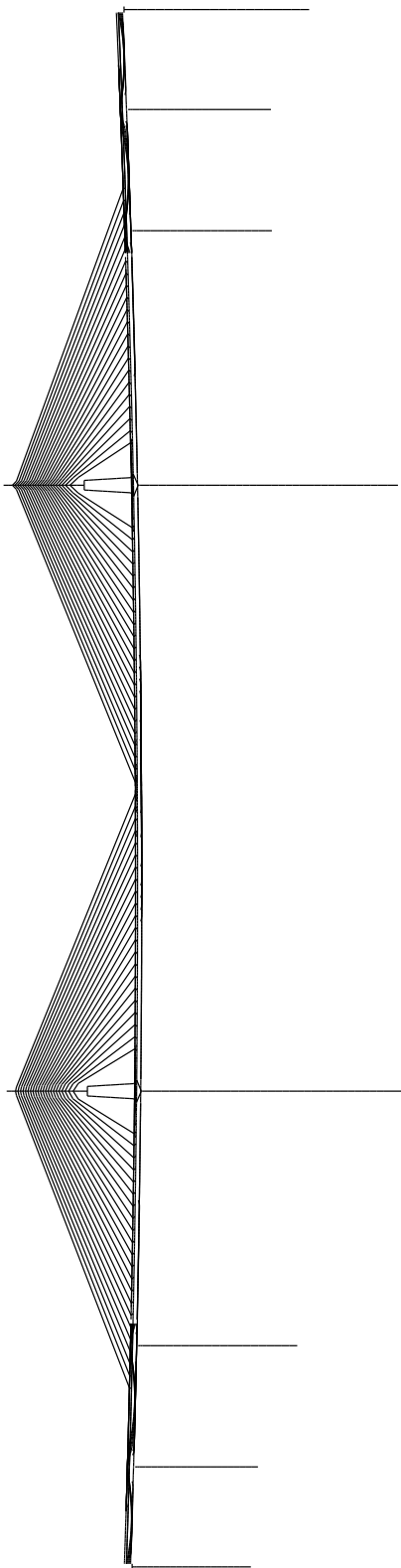
Model: D926_2



RETENSIONAMENTO TIRANTES 22 (T22P19 + T22P18)



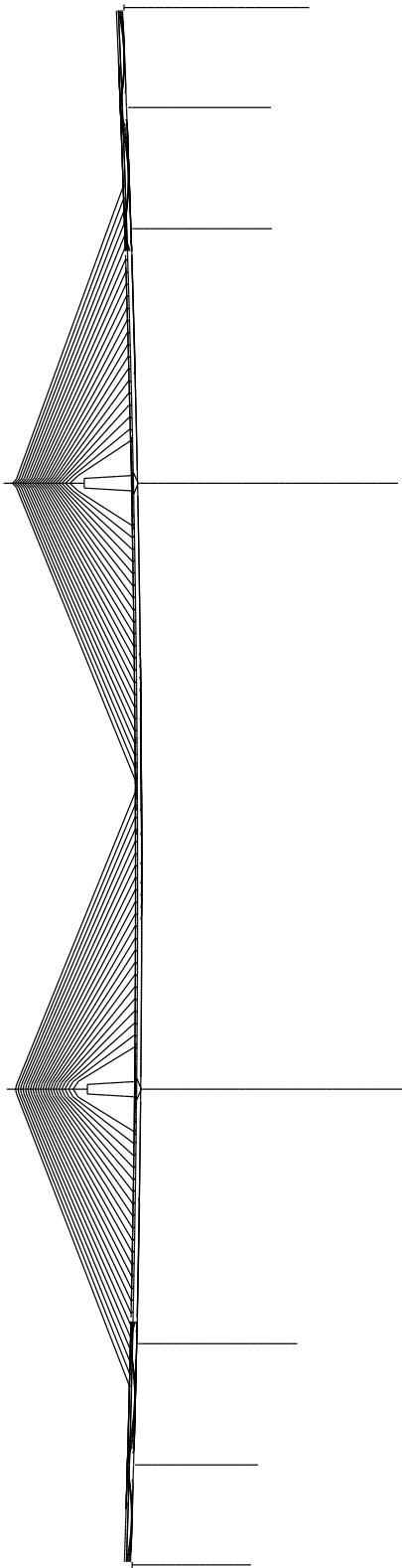
Model: D949



APLICACAO RESTANTES CARGAS PERMANENTES 1/3



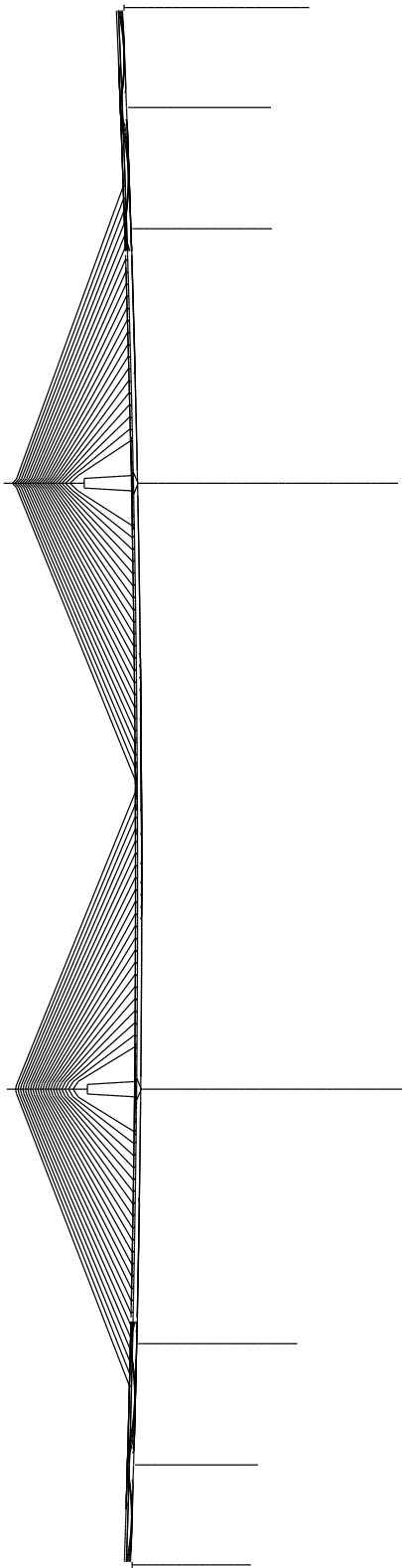
Model: D954_2



RETENSIONAMENTO TIRANTES 21 (T21P19 + T21P18)



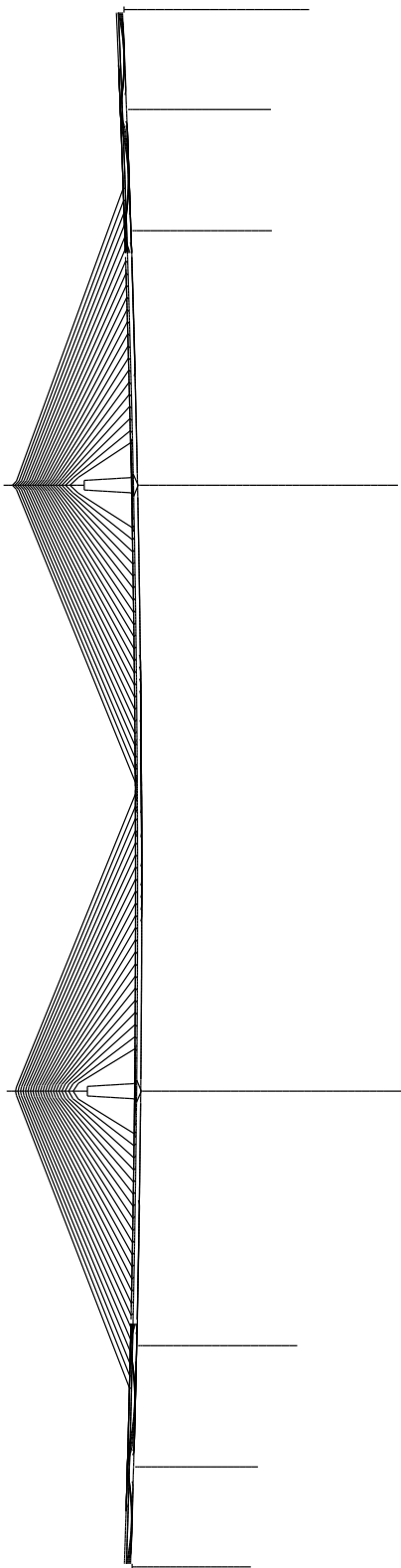
Model: D969



APLICACAO RESTANTES CARGAS PERMANENTES 2 / 3



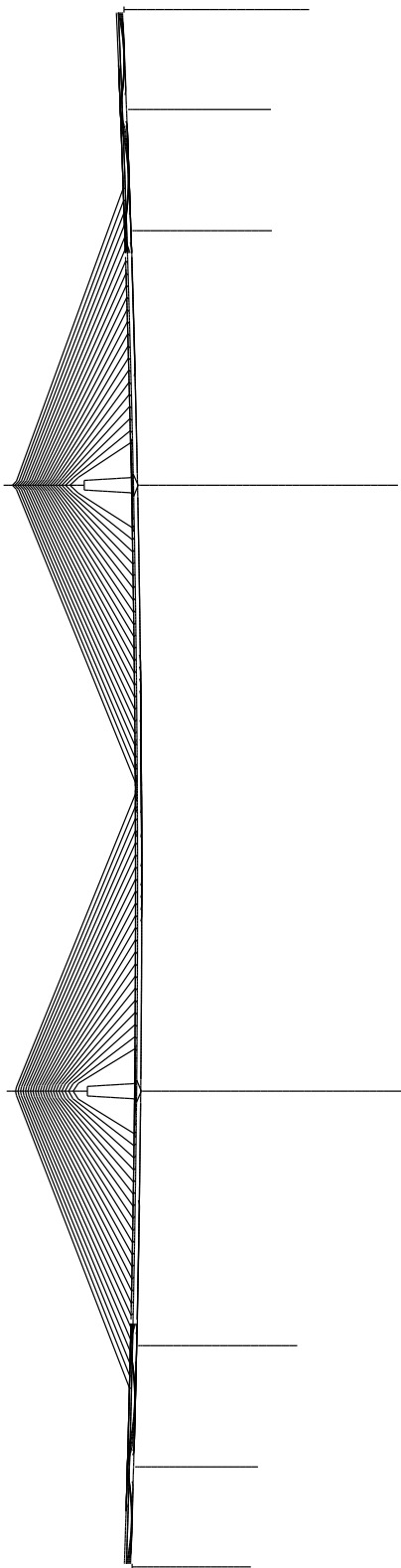
Model: D974_2



RETENSIONAMENTO TIRANTES 20 (T20P19 + T20P18)



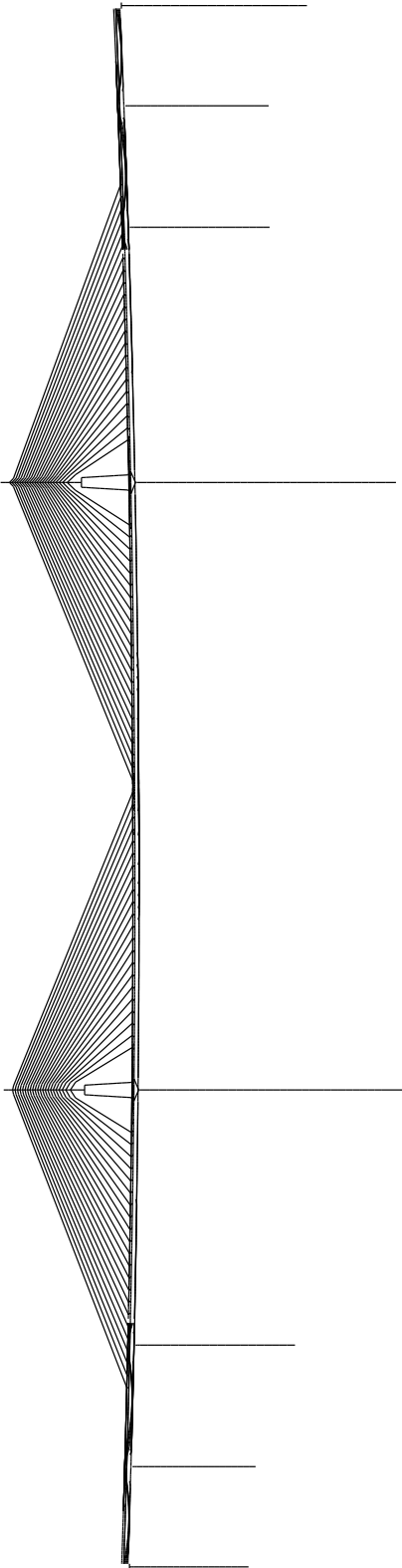
Model: D989



APLICACAO RESTANTES CARGAS PERMANENTES 3/3



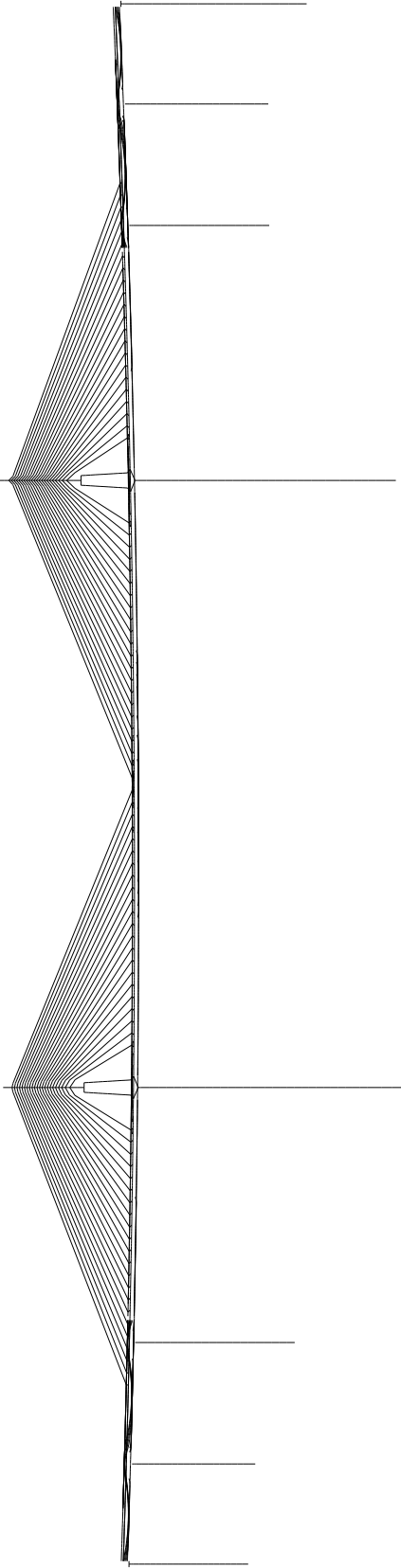
Model: D1002_1



ENSAIO DE CARGA 1



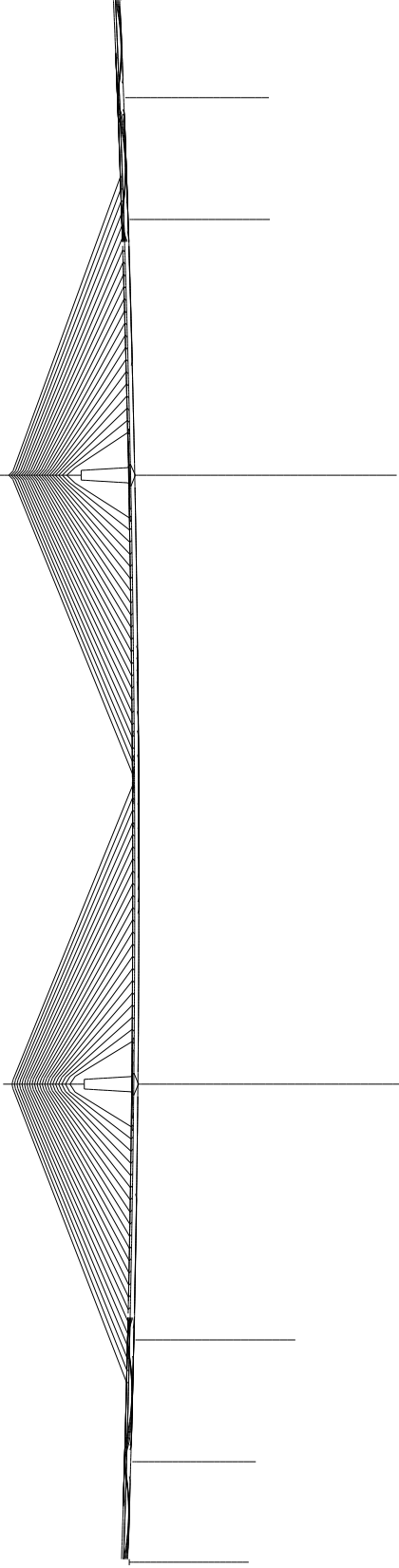
Model: D1002_2



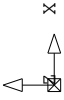
Y ENSAIO DE CARGA 2



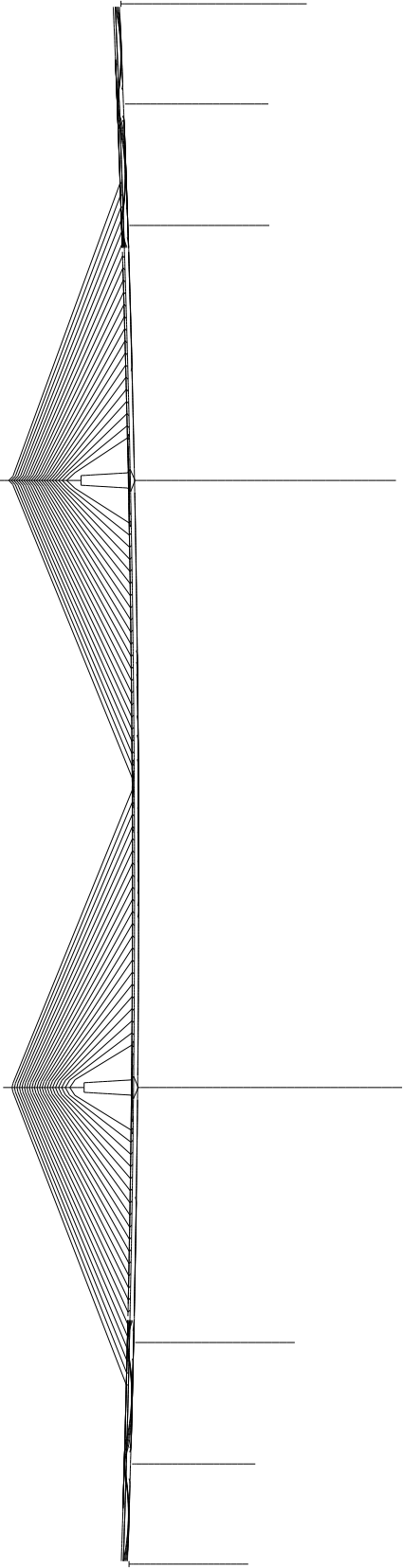
Model: D1002_3



Y ENSAIO DE CARGA 3



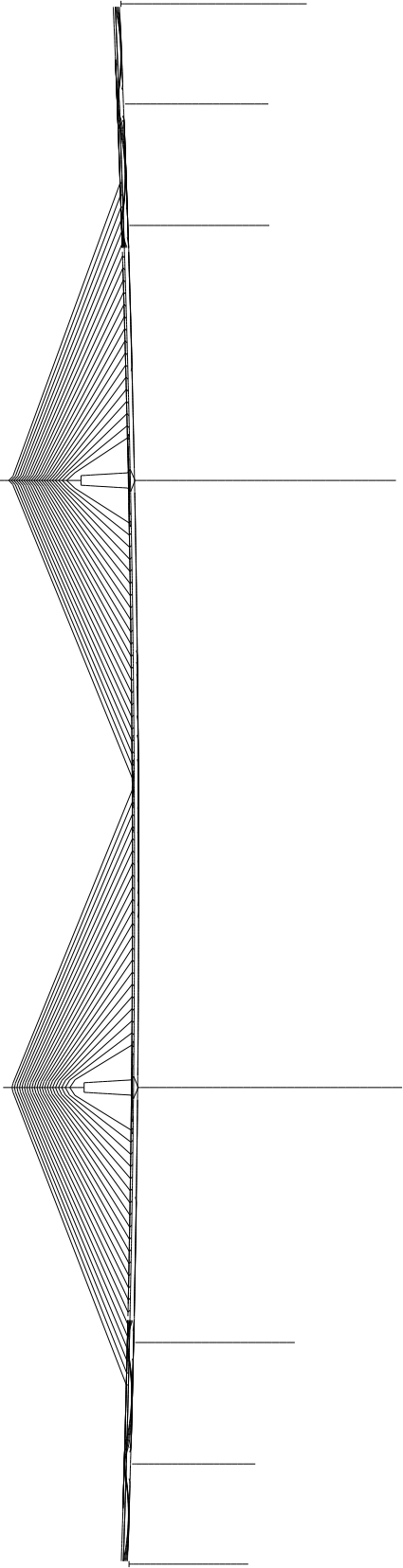
Model: D1002_4



Y ENSAIO DE CARGA 4



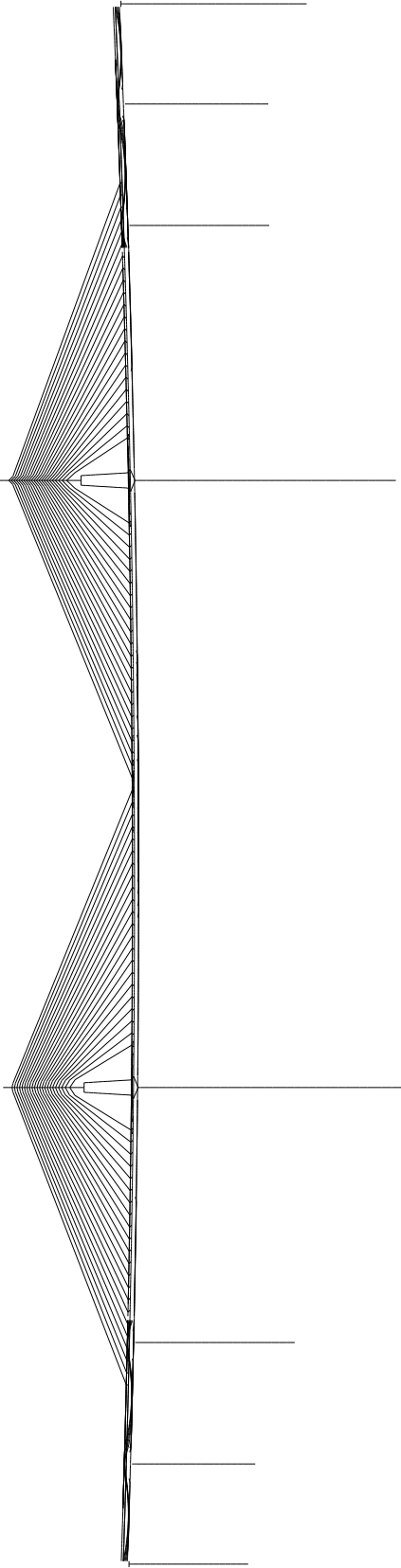
Model: D1002_5



Y ENSAIO DE CARGA 5



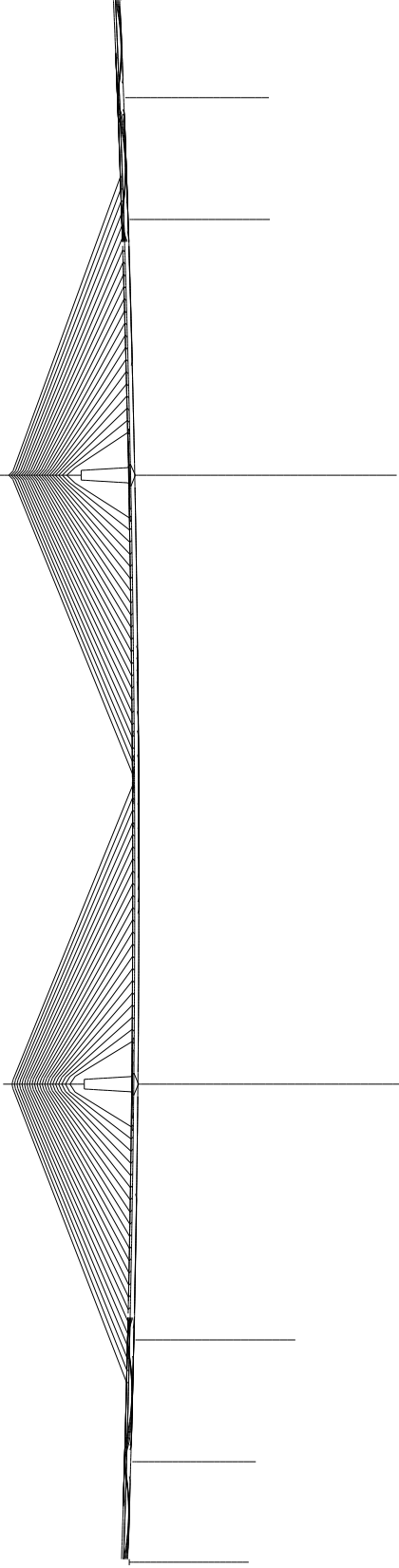
Model: D1002_6



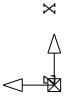
Y ENSAIO DE CARGA 6



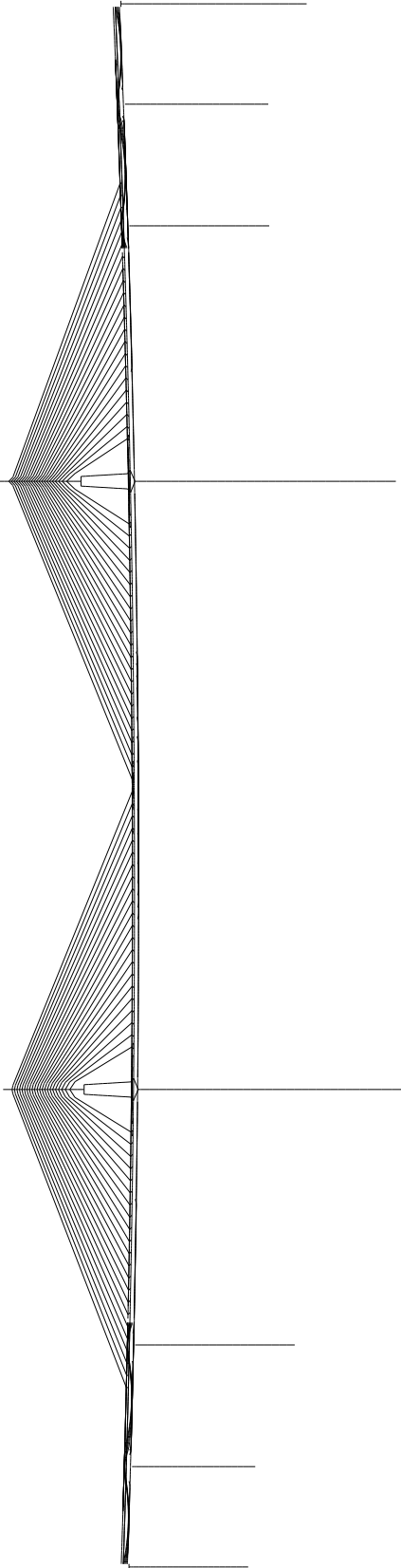
Model: D1002_7



Y ENSAIO DE CARGA 7



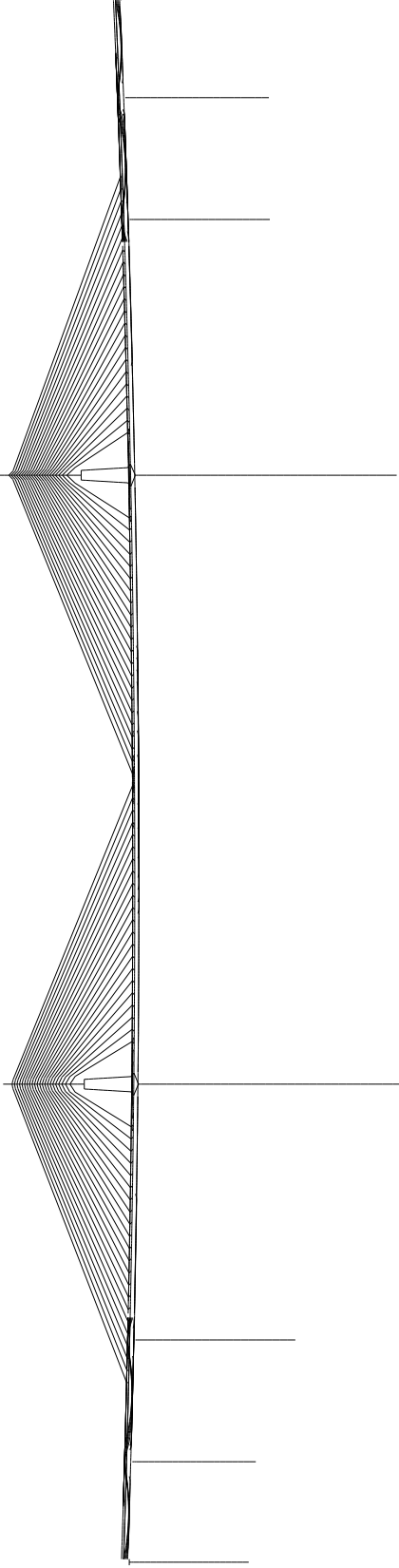
Model: D1002_8



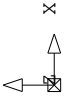
Y ENSAIO DE CARGA 8



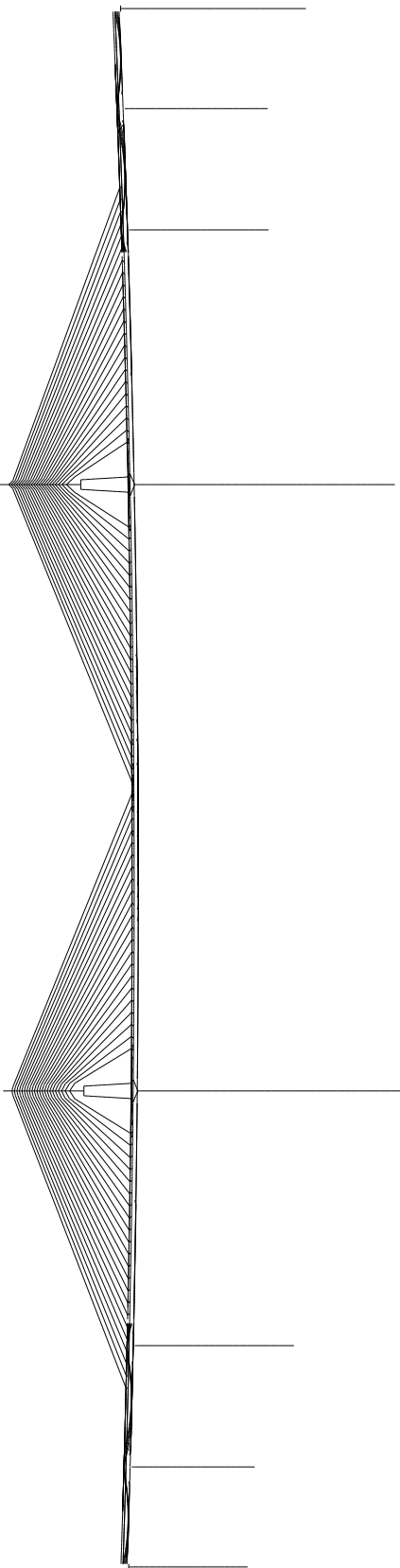
Model: D1002_9



Y ENSAIO DE CARGA 9



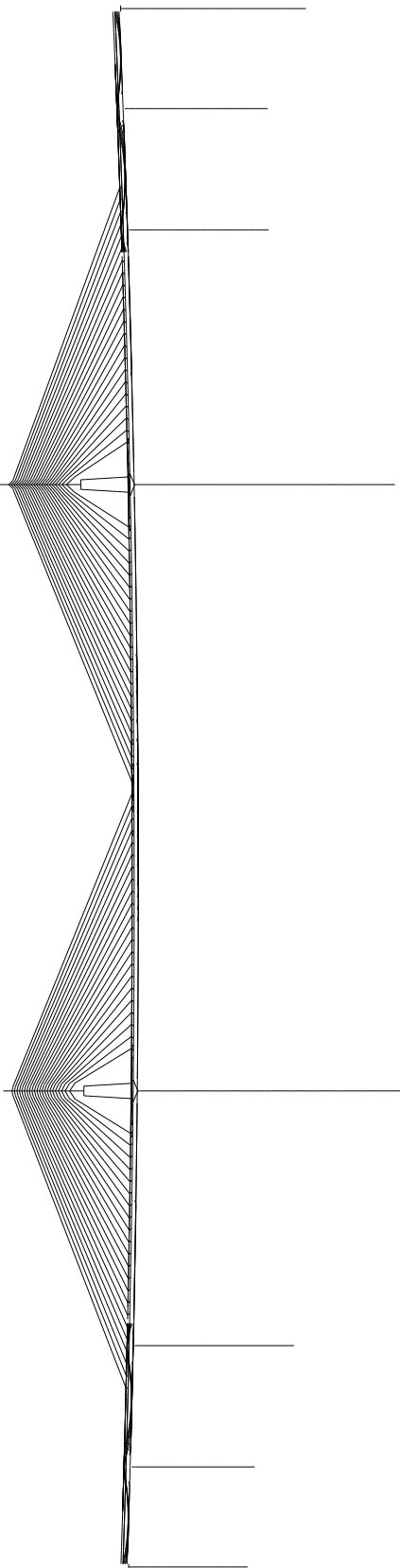
Model: D1002_10



ENSAIO DE CARGA 10



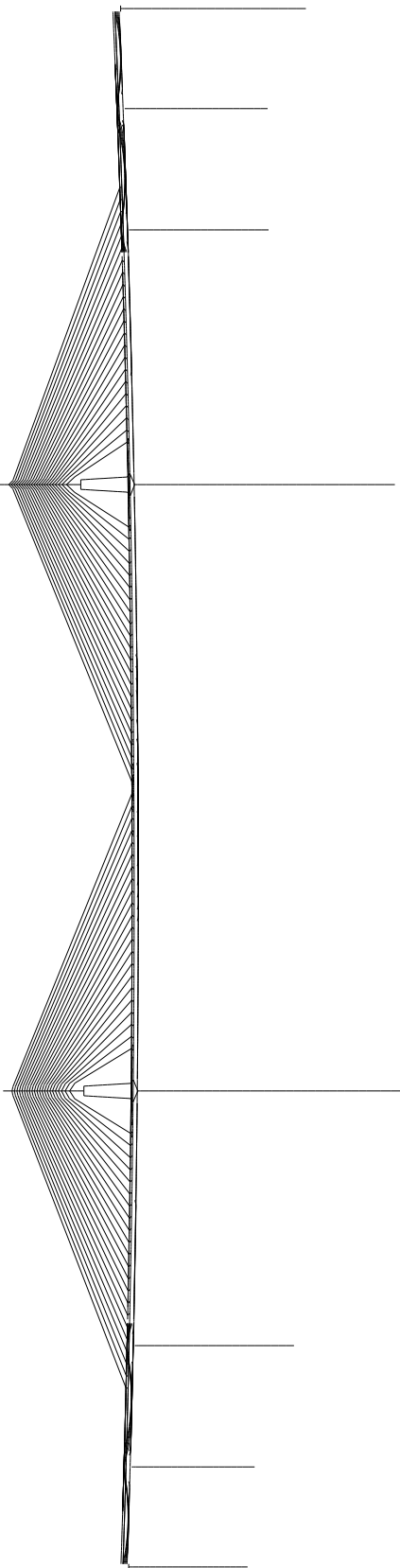
Model: D1002_11



Y ENSAIO DE CARGA 11



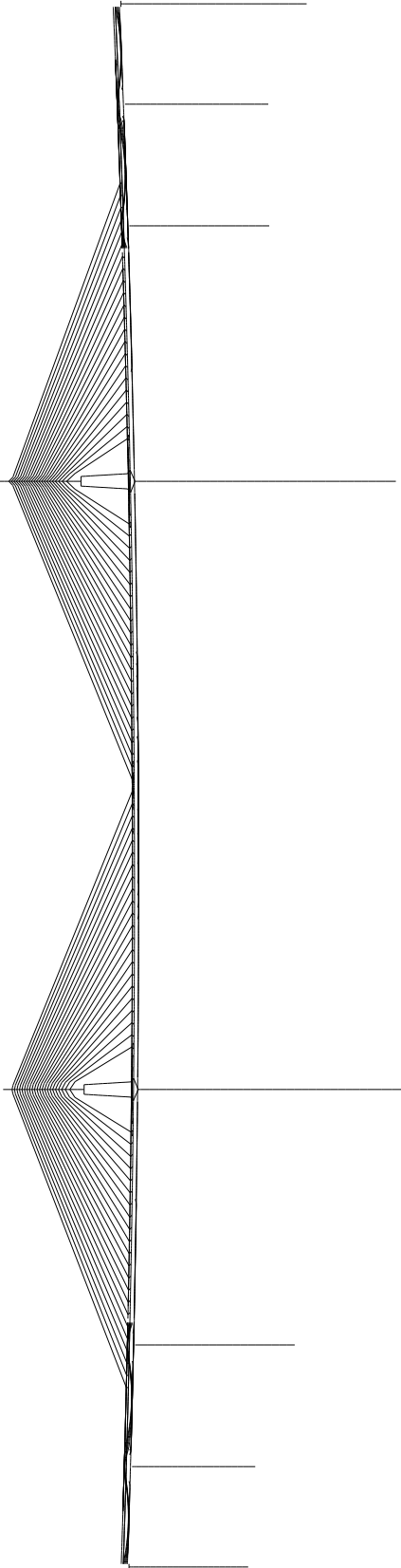
Model: D1002_12



Y ENSAIO DE CARGA 12



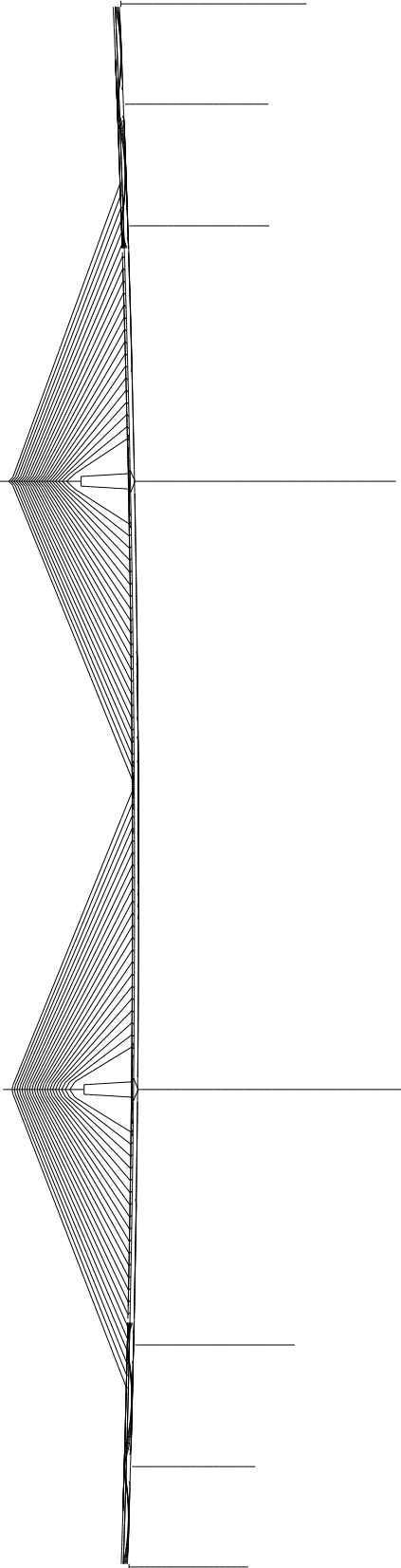
Model: D1002_13



Y ENSAIO DE CARGA 13



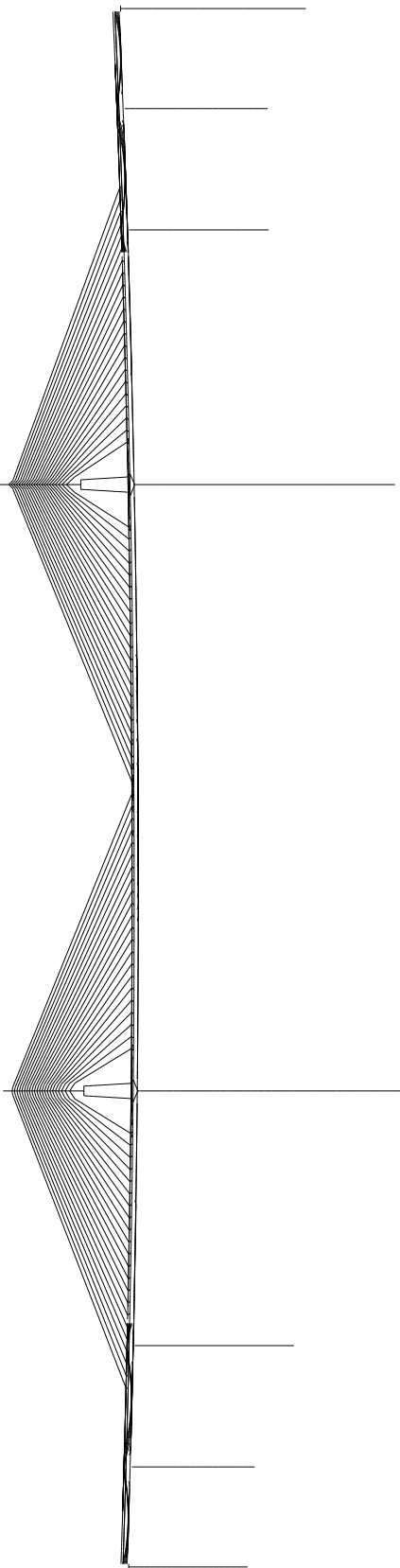
Model: D1002_14



ENSAIO DE CARGA 14



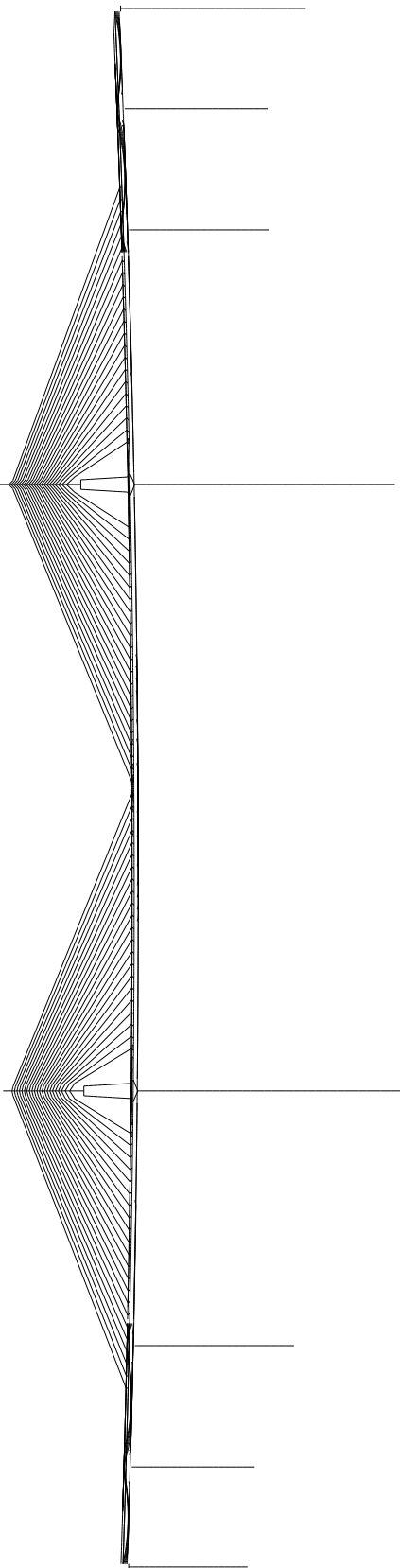
Model: D1002_15



Y ENSAIO DE CARGA 15



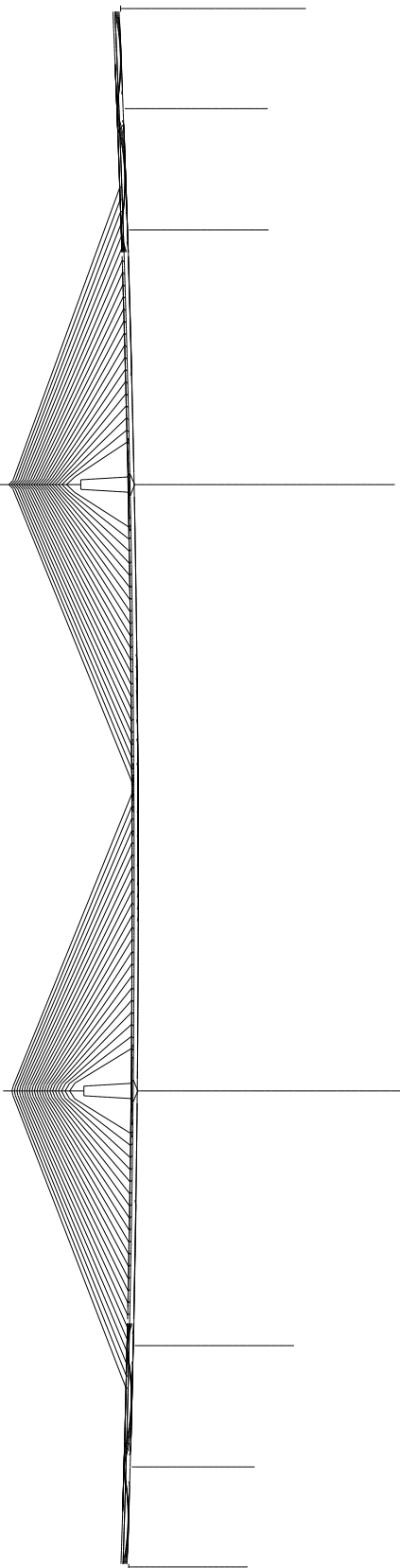
Model: D1002_16



Y ENSAIO DE CARGA 16



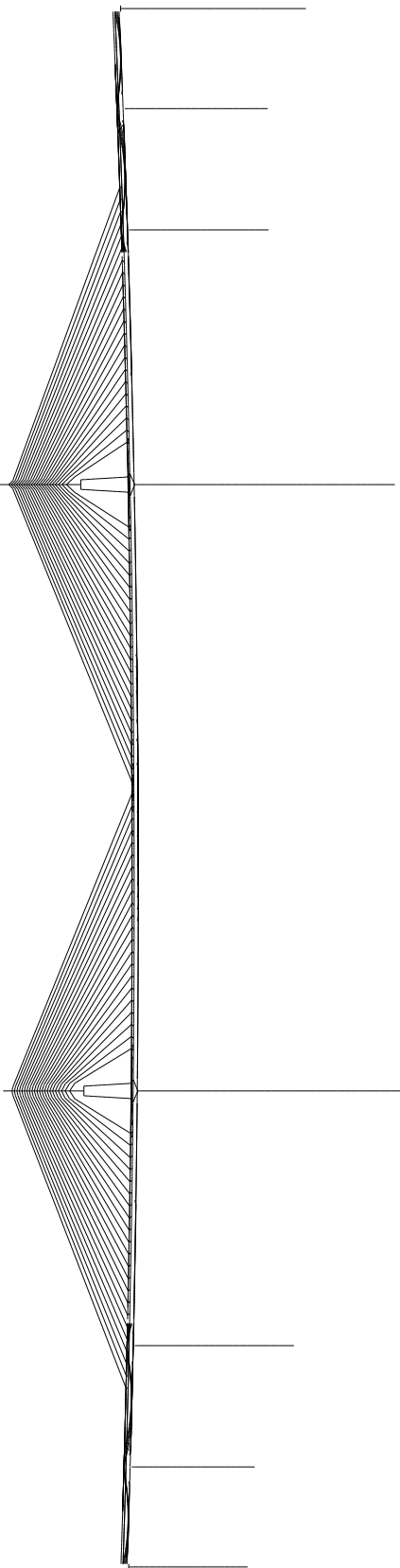
Model: D1002_17



Y ENSAIO DE CARGA 17



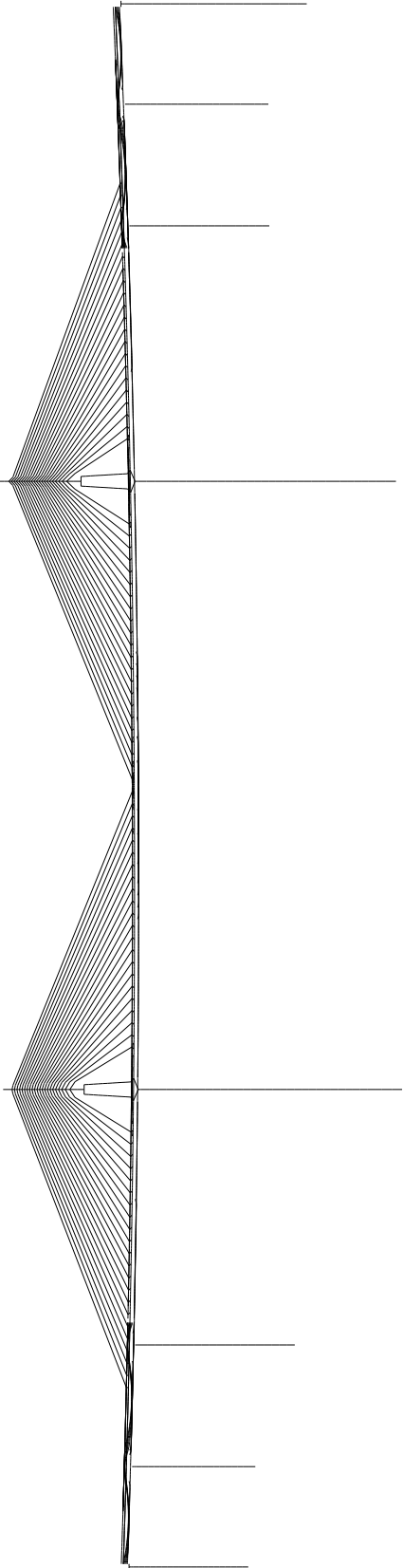
Model: D1002_18



Y ENSAIO DE CARGA 18



Model: D1012



ALTERACAO DAS LIGACOES DO TABULEIRO

